

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DE LA  
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
M.Ing.

PAR  
KARINE LEFEBVRE

CARACTÉRISATION STRUCTURALE ET ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ  
SISMIQUE DES BÂTIMENTS HISTORIQUES EN MAÇONNERIE DU  
VIEUX-MONTRÉAL

MONTRÉAL, LE 26 OCTOBRE 2004

© droits réservés de Karine Lefebvre

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Marie-José Nollet, ing., Ph.D., directrice de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Omar Chaallal, ing., Ph.D., président du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Luc Jolicoeur, ing., M.Sc., D.A.P.  
Directeur, Division des bâtiments et structures  
Service de l'ingénierie, Ville de Québec

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 13 OCTOBRE 2004

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

# **CARACTÉRISATION STRUCTURALE ET ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES BÂTIMENTS HISTORIQUES EN MAÇONNERIE DU VIEUX-MONTRÉAL**

Karine Lefebvre

## **SOMMAIRE**

Au Québec, zone de sismicité modérée, le risque sismique peut être relativement élevé puisque le risque inclut la vulnérabilité des bâtiments, en plus de l'aléa sismique. Or, les bâtiments historiques, non conçus pour résister aux charges latérales, sont très vulnérables aux tremblements de terre. L'objectif de ce mémoire est de caractériser des structures anciennes typiques et de vérifier l'applicabilité des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique existantes à l'ensemble du bâti du Vieux-Montréal.

Le Vieux-Montréal, où plusieurs périodes de construction se côtoient, est le secteur à l'étude choisi pour la concentration de bâtiments historiques. Un relevé photographique et l'analyse des îlots ont permis de conclure que les blocs sont tous hétérogènes. Des bâtiments dispersés ont alors été étudiés, soit 89 sur un total de 450 construits avant 1930. Un inventaire concernant le type de structure, l'année de construction et le nombre d'étages de ces bâtiments a permis de cibler les typologies les plus représentatives : bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA) antérieures à 1860 (44 %) et structures d'acier construites après 1860 (40 %).

À partir des résultats de l'inventaire, on a évalué la classe de vulnérabilité sismique d'un bâtiment en MNA, la Maison du Calvet, à l'aide de l'Échelle Macrosismique Européenne (EMS-98) et d'un modèle analytique simple. Le comportement de cet édifice a été associé à la classe de vulnérabilité A, soit la plus faible de l'EMS-98. Le modèle analytique a permis de tracer la courbe de capacité du bâtiment et de comparer son comportement aux courbes du logiciel HAZUS® américain.

L'applicabilité de la méthode décrite précédemment a ensuite été vérifiée de façon positive pour d'autres typologies. Enfin, une méthode sommaire d'analyse de la vulnérabilité sismique a été appliquée aux 89 bâtiments de l'inventaire. Des courbes de fragilité ont été tracées à partir des typologies du CNRC ainsi que des classes et matrices de probabilités de dommages de l'EMS-98.

En conclusion, cette étude a démontré qu'il est possible d'évaluer la vulnérabilité sismique de bâtiments historiques au Québec, à l'instar d'autres pays, avec des méthodes relativement simples et rapides.

# **STRUCTURAL CHARACTERISATION AND EVALUATION OF THE SEISMIC VULNERABILITY OF HISTORICAL MASONRY BUILDINGS IN OLD MONTREAL**

Karine Lefebvre

## **ABSTRACT**

In Quebec, a moderate seismicity zone, the seismic risk may be relatively important. This is due to the fact that the vulnerability of buildings is enclosed in the seismic risk, in addition to the seismic hazard. Therefore, historical buildings, not designed to resist lateral loads, are most vulnerable to earthquakes. The objective of this master's thesis is to characterize typical old structures and to verify the applicability of existing methods to assess the seismic vulnerability of the buildings in Old Montreal.

The Old Montreal, with its wide range of construction periods, was chosen as the area under study for this project. A photographic survey followed by the analysis of the blocks lead to the conclusion that these are all heterogeneous. Therefore, 89 out of 450 buildings distributed among this sector and constructed before 1930 were studied. An inventory of these buildings including structural type, year of construction and number of storeys was created to identify dominant structural typologies through the zone. These are unreinforced masonry buildings (URM) built before 1859 (44 %) and steel structures erected after 1860 (40 %).

Based on this inventory, it has been decided to evaluate the seismic vulnerability of a URM building, the Maison du Calvet, using the European Macroseismic Scale (EMS-98) in combination with a simple analytical model. The seismic behaviour of this building corresponds with the vulnerability class A, the weakest of the scale. The simple analytical model was used to create the capacity curve of the building and then to compare it to the curves provided in the American HAZUS® documentation.

The applicability of the method described above to other structural types was then verified and proven to be applicable. Finally, a quick analysis method was employed to assess the seismic vulnerability of the complete inventory. Fragility curves were traced utilizing the NRC's typologies as well as vulnerability classes and damage probability matrix included in EMS-98.

In conclusion, this study proves that it is feasible to evaluate the seismic vulnerability of old buildings in Quebec, in the same way as other countries are doing it, with relatively simple and rapid methods.

## REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je dois souligner que mes bourses d'études supérieures, provenant du CRSNG ainsi que de l'École de technologie supérieure, m'ont permis de me consacrer pleinement à mes recherches et ainsi mener à terme ce mémoire.

» » » » » » » » » » » » » » » »

Mes premiers remerciements vont à ma directrice de maîtrise, Mme Marie-José Nollet, Ph. D., pour sa grande disponibilité, pour son implication dans notre projet de recherche ainsi que pour ses conseils judicieux.

Je tiens à souligner l'écoute de mes amis de l'université, des collègues de travail aux SAÉ et de Marie-Hélène, qui m'ont tous permis de mettre en perspective les événements, tant dans les moments heureux que stressants.

Je remercie mes parents, Ronald et Francine, pour leur support moral et leur écoute. Un petit clin d'œil va à *Chipit*, pour m'avoir incitée à prendre des pauses en se couchant sur mon portable !

» » » » » » » » » » » » » » » »

Et surtout, merci à JF, pour m'avoir appuyée inconditionnellement.

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE .....	i
ABSTRACT .....	ii
REMERCIEMENTS .....	iii
LISTE DES TABLEAUX .....	vii
LISTE DES FIGURES .....	ix
LISTE DES GRAPHIQUES .....	xiii
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES.....	xv
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 NOTIONS DE BASE .....	5
1.1 Risque sismique .....	5
1.2 Mesure des séismes .....	7
1.3 Sismicité au Québec .....	10
1.4 Aléa sismique .....	12
1.5 Facteurs affectant la vulnérabilité sismique des bâtiments.....	16
CHAPITRE 2 REVUE DES MÉTHODES D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE .....	19
2.1 La procédure d'évaluation sismique .....	19
2.2 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique .....	20
2.3 Courbe de capacité, fonction de vulnérabilité et courbe de fragilité .....	22
2.4 Fonctions et matrices de probabilité de dommages .....	23
2.5 Méthode employant un modèle analytique simple .....	24
2.6 Systèmes de pointage ou indices de vulnérabilité .....	26
2.7 Exemples d'application .....	29
CHAPITRE 3 INVENTAIRE D'UNE PORTION DU BÂTI DU VIEUX-MONTRÉAL .....	35
3.1 Localisation et historique du Vieux-Montréal .....	35
3.2 Sources d'information de l'inventaire .....	41

3.3	Provenance des renseignements inclus dans l'inventaire .....	43
3.4	Évolution des techniques de construction à Montréal .....	44
3.5	Répartition de l'ensemble du bâti du Vieux-Montréal .....	62
3.6	Répartition des bâtiments de l'inventaire .....	63
3.7	Validation de l'inventaire par comparaison avec la répartition du bâti total	66
3.8	Description des typologies de bâtiments les plus communes.....	67
3.9	Comparaison détaillée des bâtiments typiques avec les typologies du Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique ...	71

#### CHAPITRE 4 VULNÉRABILITÉ D'UN BÂTIMENT TYPIQUE DU VIEUX-MONTRÉAL..

	.....	81
4.1	Objectifs de l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment en MNA .....	81
4.2	Approche canadienne du CNBC pour l'évaluation sismique .....	82
4.3	Comportement des bâtiments à maçonnerie de pierre.....	83
4.4	Choix et adaptation de la procédure d'analyse.....	86
4.5	Bases théoriques de la méthode .....	87
4.6	Présentation du bâtiment étudié .....	94
4.7	Calcul de la résistance sismique du bâtiment.....	97
4.8	Classes de vulnérabilité selon l'EMS-98.....	107
4.9	Comparaison avec le séisme de conception de la norme canadienne....	115
4.10	Courbe de capacité du bâtiment étudié .....	116

#### CHAPITRE 5 APPLICABILITÉ DE LA MÉTHODE D'ÉVALUATION SISMIQUE À L'ENSEMBLE DES BÂTIMENTS ANCIENS DU VIEUX-MONTRÉAL.....

5.1	Évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ensemble bâti.....	126
5.2	Applicabilité de la méthode d'évaluation sismique aux structures AMR..	127
5.3	Caractéristiques des structures à ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie non armée.....	129
5.4	Propriétés des métaux à usage structural anciens.....	129
5.5	Réponse latérale des cadres en acier avec remplissage .....	131
5.6	Évaluation de la vulnérabilité des bâtiments du Vieux-Montréal par l'attribution des classes de vulnérabilité de l'EMS-98.....	136

#### CHAPITRE 6 ANALYSE DES RÉSULTATS .....

#### CONCLUSIONS .....

#### RECOMMANDATIONS .....

## ANNEXES

1 : Degrés d'intensité de l'Échelle Macrosismique Européenne 1998 ....	151
2 : Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie (EMS-98) ....	156
3 : Les méthodes d'évaluation sismique et leurs références spécifiques.	158
4 : Formulaire de sélection sismique du CNRC.....	160
5 : Historique concernant le bâti du Vieux-Montréal .....	163
6 : Inventaire des bâtiments du Vieux-Montréal .....	169
7 : Calcul du poids sismique .....	189
8 : Relation entre les fréquences de distribution type de degrés de dégâts .. pour différents degrés d'intensité.....	197
9 : Lexique .....	199
BIBLIOGRAPHIE .....	203



## LISTE DES TABLEAUX

### Note

Les mots suivis du symbole « \* » sont définis dans le lexique situé à l'annexe 9.

	Page
Tableau I	Description des séismes d'importance survenus au Québec depuis le 17 <sup>e</sup> siècle ..... 12
Tableau II	$S_a(T)$ pour Montréal (centre), 2%/50 ans, 5 % amortissement (en g) 16
Tableau III	Classification typologique et cotes structurales de base ..... 28
Tableau IV	Sources de renseignements de l'inventaire ..... 44
Tableau V	Classes typologiques de l'échantillon ..... 44
Tableau VI	Exemples de « plex » selon le nombre de logements et le caractère du bâtiment ..... 53
Tableau VII	Répartition du bâti total et de l'inventaire selon l'année de construction et le nombre d'étages, en pourcentage ..... 66
Tableau VIII	Comparaison des structures en MNA typiques du Vieux-Montréal et de la typologie du CNRC ..... 79
Tableau IX	Comparaison des structures d'acier typiques du Vieux-Montréal et des typologies du CNRC ..... 80
Tableau X	Caractéristiques structurales de maçonnerie porteuse ..... 89
Tableau XI	Valeurs de résistance retenues ..... 89
Tableau XII	Degrés de dégâts et phénomènes correspondant aux calculs ..... 91
Tableau XIII	Modes de rupture probable selon la forme du bout de mur ..... 92
Tableau XIV	Forces statiques réparties sur les parois ..... 101
Tableau XV	Résistance aux modes de rupture dans le plan et hors du plan des bouts de murs ..... 106
Tableau XVI	Accélération déterminante pour chacune des directions, calcul DG2 ... ..... 108
Tableau XVII	Résumé des corrélations effectuées avec les échelles MSK et $I_{MM}$ pour le DG2 ..... 110
Tableau XVIII	Résistance selon les deux directions, par rupture fragile et ductile. 112

Tableau XIX	Accélération déterminante et corrélations avec les échelles d'intensité pour chacune des directions, calcul DG5 .....	113
Tableau XX	Comparaison des forces statiques et des résistances des murs.....	115
Tableau XXI	Calcul des déplacements inter-étages et de la rigidité du bâtiment	120
Tableau XXII	Paramètres du système à plusieurs DDLD.....	122
Tableau XXIII	Résistance nominale de l'acier de charpente .....	130
Tableau XXIV	Résistance admissible pour l'acier de charpente selon ASTM et AISC .....	130
Tableau XXV	Valeurs typiques de conception pour les rivets anciens .....	131
Tableau XXVI	Relation entre les typologies du CNRC et les classes de vulnérabilité de l'EMS-98 .....	138
Tableau XXVII	Répartition des bâtiments de l'inventaire parmi les classes de vulnérabilité .....	139
Tableau XXVIII	Matrice de probabilités de dommages des 89 bâtiments étudiés....	141

## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1	Définition des quantités servant à définir les observations ..... 9
Figure 2	Classe de vulnérabilité selon le type de structure : tableau de vulnérabilité ..... 10
Figure 3	Sismicité de l'Est du Québec, avant 1987 ..... 11
Figure 4	Diagrammes tripartites représentant les réponses pseudo-spectrales .. 14
Figure 5	Bâtiment a) isolé, b) en extrémité, c) en travée et d) en coin ..... 17
Figure 6	Formes régulières de bâtiments : a) en élévation, b) en plan ..... 17
Figure 7	Formes irrégulières de bâtiments : a) en élévation, b) en plan ..... 18
Figure 8	Classification selon le temps et la difficulté de calcul ..... 21
Figure 9	Principe d'une fonction de vulnérabilité ..... 22
Figure 10	Procédure détaillée de l'évaluation de la vulnérabilité sismique ..... 32
Figure 11	Approche analytique simplifiée de l'étude sur la vulnérabilité du bâti d'Aigle ..... 34
Figure 12	Le Vieux-Montréal et son environnement ..... 36
Figure 13	a) Plan de Montréal entre 1650 et 1672 et b) reconstitution de Ville- Marie en 1685 par Francis Back ..... 37
Figure 14	Détail d'un plan de Montréal, 1729, par G.-J. Chaussegros de Léry ..... 38
Figure 15	a) La rue Saint-Jacques en 1930. Archives de la Banque Royale et b) le Port de Montréal vu de l'ascenseur du CPR, 1938. Archives Notman... 39
Figure 16	Vues de la rue Saint-Paul, vers la Place Jacques-Cartier, 1960 et 1996... ..... 40
Figure 17	Vue panoramique des bâtiments de la Place d'Armes ..... 41
Figure 18	a) Corps de logis simple et double, b) mur en colombages et c) mur en pièce sur pièce ..... 46
Figure 19	a) Corniche à simple soffite des maisons urbaines, b) détail d'une esse et c) plancher double : A-planches, B-hourdis, C-solives, D-madriers et E-lambourdes ..... 47
Figure 20	Grosse charpente de la ferme St-Gabriel ..... 48

Figure 21	Charpente « à pannes ».....	48
Figure 22	a) Isométrie de l'aile ouest du Vieux Séminaire de Saint-Sulpice, 1723 et b) Maison Brossard-Gauvin, 1749.....	50
Figure 23	a) Château Ramezay, 1705 / 1756 et b) Maison du Calvet, 1725 / 1770 (a: Lauzon, 1997, p. 18), (b: Lessard et Vilandré, 1974, p. 513).....	51
Figure 24	a) Maison Antoine Malard, 1810 et b) Hôtel Rasco, 1834.....	52
Figure 25	a) Structure de l'entrepôt Gillespie, 1841 et b) jonction poutre – colonne.. .....	54
Figure 26	Édifice Caverhill, 1865 : façade ornementée rue Saint-Pierre et façade sobre rue Saint-Alexis .....	56
Figure 27	a) Localisation des quatre blocs de l'ensemble des magasins-entrepôts des Religieuses hospitalières et b) isométrie du bloc 2 .....	57
Figure 28	a) Coupe transversale, bloc 3, b) Assemblage d'éléments en bois et c) jonction sur un poteau de fonte d'une poutre en Y et d'une poutre simple .....	57
Figure 29	Évènements du domaine de la construction à Montréal et aux É.-U. ....	59
Figure 30	Détail de l'assemblage typique des structures d'acier .....	60
Figure 31	Répartition du bâti ancien du Vieux-Montréal selon a) le nombre d'étages et b) l'année de construction .....	62
Figure 32	Localisation des 89 bâtiments de l'inventaire.....	64
Figure 33	Répartition des 89 bâtiments de l'inventaire selon a) le type de structure, b) l'année de construction, c) le nombre d'étages et d) l'usage .....	65
Figure 34	a) Bâtiments en maçonnerie, rue Saint-Paul vers la Place Jacques- Cartier et b) série de murs coupe-feu sur corbeaux, lucarne et fenêtres étroites .....	70
Figure 35	a) Édifice de la Montreal Street Railway Company, 1893, b) Édifice Duluth lors de sa construction, 1912 et c) Édifice Duluth en 1998.....	71
Figure 36	Murs porteurs en maçonnerie non armée .....	72
Figure 37	a) Esse et plaque retenant les tiges d'ancrage des poutres de planchers et b) appareil de maçonnerie de brique montrant les rangs de boutisses.. .....	73
Figure 38	Murs porteurs en maçonnerie non armée .....	74

Figure 39	Ossature en acier avec murs de remplissage en MNA, typologie AMR.	75
Figure 40	Bâtiment en MNA dont les fenêtres indiquent une plus grande épaisseur de mur au rez-de-chaussée .....	76
Figure 41	a) Schéma des constructions BMR et b) exemple d'un bâtiment du Vieux-Montréal à structure BMR, datant de 1923 .....	77
Figure 42	Classes de vulnérabilité des structures de maçonnerie selon l'EMS-98	85
Figure 43	Définition des éléments principaux d'un mur.....	88
Figure 44	a) Rupture par balancement, b) A - rupture par glissement dans les joints, B - par écrasement du pied du mur et C - par traction diagonale, c) rupture hors du plan .....	93
Figure 45	a) Localisation, b) isométrie et c) plans et élévations de la Maison du Calvet .....	94
Figure 46	a) Rejointoiement et b) chaînage d'angle et encadrements de pierre taillée .....	95
Figure 47	Répartition des forces statiques sur les parois de l'axe nord-sud .....	100
Figure 48	Répartition des forces statiques sur les parois de l'axe est-ouest .....	101
Figure 49	a) Distribution des contraintes à l'ultime et b) interaction des efforts axiaux et de flexion .....	104
Figure 50	Numérotation des bouts de murs .....	105
Figure 51	Résistance des cinq parois du bâtiment.....	108
Figure 52	Corrélation entre l'intensité MSK et l'accélération horizontale du sol; identification des DG2 et DG5.....	109
Figure 53	Échelle d'intensité Mercalli modifiée ( $I_{MM}$ ) et accélération maximale au sol approximative correspondante, identification des DG2 et DG5 .....	110
Figure 54	Représentation des DET et DMF réels et virtuels d'un bout de mur ....	117
Figure 55	Déformation idéalisée des bouts de murs .....	119
Figure 56	Schéma de la méthode d'évaluation sismique du chapitre 4 .....	128
Figure 57	Combinaison des charges de gravité et des charges latérales.....	132
Figure 58	Modélisation des murs de remplissage en maçonnerie dans un cadre	133
Figure 59	Modes de vibration dans le cas d'un niveau élastique pour un portique au rez-de-chaussée et des portiques avec remplissage de maçonnerie aux étages .....	133

Figure 60	Interaction panneau en maçonnerie – portique : a) avant séisme, b) séisme : formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue, c) changement de direction du séisme : inversion des sollicitations, d) après séisme : fissure en X, e) transmission de la bielle comprimée par cisaillement de la tête du poteau.....	134
Figure 61	Fonctionnement des panneaux d'angle du bâtiment.....	135

## LISTE DES GRAPHIQUES

	Page
Graphique 1	Spectre d'accélération uniforme pour Montréal, 2%/50 ans et 10%/50 ans ..... 15
Graphique 2	Exemple de courbes de fragilité pour une classe de bâtiments ..... 23
Graphique 3	Courbe de capacité d'un bâtiment ..... 31
Graphique 4	Fonction de vulnérabilité d'un bâtiment ..... 31
Graphique 5	Répartition du bâti d'Aigle dans les classes de vulnérabilité sismiques ..... 32
Graphique 6	Courbes de vulnérabilité associées au bâti d'Aigle ..... 33
Graphique 7	Nombre de bâtiments selon le nombre d'étages et l'année de construction ..... 68
Graphique 8	Nombre de bâtiments selon le type de structure et l'année de construction ..... 68
Graphique 9	Nombre de bâtiments selon le nombre d'étages et le type de structure ..... 68
Graphique 10	Identification de la classe de vulnérabilité des parois pour le DG2 . 111
Graphique 11	Identification de la classe de vulnérabilité de chaque axe pour le DG5 ..... 114
Graphique 12	Forme du déplacement d'un bâtiment de six étages en maçonnerie due aux forces horizontales distribuées triangulairement..... 117
Graphique 13	Courbe de capacité de la Maison du Calvet : demande en cisaillement des murs versus la réponse de déplacement ..... 121
Graphique 14	Comparaison de la courbe de capacité de la Maison du Calvet et des courbes de capacité de HAZUS® 99 pour la maçonnerie ..... 123
Graphique 15	Comportement fragile versus comportement ductile ..... 124
Graphique 16	Comparaison des courbes de capacité de HAZUS® 99 pour les structures AMR et MNA bâties avant les premières normes parasismiques ..... 135

Graphique 17	Répartition des 89 bâtiments par typologies et classes de vulnérabilité .....	140
Graphique 18	Courbes de fragilité des 89 bâtiments du Vieux-Montréal étudiés ..	142



## LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES

### Alphabet romain minuscule

$a$	Largeur du bloc compression, m
$f$	Fréquence, Hz
$f_1$	Fréquence fondamentale du bâtiment, Hz
$f_E$	Fréquence fondamentale du système équivalent à 1 DDLD, Hz
$f_{dt}$	Résistance minimale de la maçonnerie sous traction diagonale, kN
$f_m$	Résistance prévue de la maçonnerie sous compression, kN
$g$	Accélération gravitationnelle égale à $9,81 \text{ m/s}^2$
$h_{eff}$	Hauteur effective d'un mur ou bout de mur, m
$h_E$	Hauteur équivalente du système à 1 DDLD, m
$h_i$	Hauteur du $i^{\circ}$ niveau à partir de la base, m
$h_n$	Hauteur totale d'un bâtiment, m
$h_0$	Hauteur de l'axe neutre, m
$k$	Rigidité du bâtiment, kN/mm
$k_{eff}$	Rigidité effective d'un bout de mur, kN/mm
$k_E$	Rigidité équivalente du système à 1 DDLD, kN/mm
$k_0$	Rigidité du bâtiment avant fissuration, kN/mm
$\ell$	Longueur de plancher s'appuyant sur un mur de cisaillement, m
$m$	Effort de flexion unitaire
$m_E$	Masse équivalente du système à 1 DDLD, kg
$m_i$	Masse concentrée à un niveau, kg
$n$	Effort axial unitaire
$t$	Épaisseur du mur ou bout de mur, m
$w_i$	Charge distribuée sur un plancher, $\text{kN/m}^2$

### Alphabet romain majuscule

$A$	Aire de la section transversale, $\text{m}^2$
$C_t$	Coefficient d'ajustement de la période selon le FEMA
$E_m$	Module d'élasticité de la maçonnerie en compression estimé, GPa

$F_a$	Coefficient de site basé sur l'accélération
$F_v$	Coefficient de site basé sur la vitesse
$G_m$	Module de cisaillement de la maçonnerie estimé, GPa
$I_E$	Facteur d'importance de la structure
$I_{eff}$	Inertie effective de la section, $m^4$
$I_{MM}$	Échelle d'intensité de Mercalli modifiée
$L$	Longueur des murs ou bouts de murs en plan, m
$M_1, M_2$	Moment fléchissant au haut et au bas du bout de mur, $kN \cdot m$
$M_{qu}$	Moment ultime de résistance à la rupture hors du plan, $kN \cdot m$
$M_v$	Facteur considérant la participation des modes supérieurs
$N$	Effort normal sur le haut du bout de mur, $kN$
$P_D$	Charge axiale due à la gravité, $kN$
$P_L$	Effort minimal de compression axiale due aux charges gravitaires, $kN$
$Q_C$	Capacité en cisaillement du bout de mur, $kN$
$Q_{Cd}$	Capacité en cisaillement du bout de mur pour le calcul ductile DG5, $kN$
$Q_{CW}$	Capacité en cisaillement d'une paroi (calcul DG2) ou de toutes les parois orientées selon un axe (calcul DG5), $kN$
$R$	Facteur de réduction de la force
$R_D$	Facteur de ductilité
$R_O$	Facteur de surrésistance
$S_a(f_1)$	Accélération spectrale de réponse avec un amortissement de 5 % pour un bâtiment de fréquence $f_1$ , g ou $m/s^2$
$S_a(T)$	Accélération spectrale de réponse avec un amortissement de 5 % pour un bâtiment de période $T$ , g ou $m/s^2$
$S_A$	Spectre d'accélération absolue, $m/s^2$
$S_d(f_1)$	Déplacement spectral de réponse avec un amortissement de 5 % pour un bâtiment de fréquence $f_1$ , m
$S_D$	Spectre de déplacement relatif, m
$S_{du}$	Déplacement spectral ultime correspondant à $\Delta_u$ , mm
$S_{dy}$	Déplacement spectral à la plastification correspondant à $\Delta_y$ , mm
$S(T)$	Spectre d'accélération de conception pour un bâtiment de période $T$ , g
$S_v$	Spectre de vitesse relative, m/s

$T$	Période, s
$T_a$	Période fondamentale de vibration latérale d'un bâtiment, s
$T_E$	Période fondamentale du système équivalent à 1 DDLD, s
$V$	Force latérale d'un séisme de conception pour un bâtiment donné, kN
$V_{x\% / y \text{ ans}}$	Force latérale d'un séisme de conception ayant une probabilité de dépassement de x % sur une période de y années, kN
$V_{be}$	Résistance élastique au cisaillement requise à la base du bâtiment, kN
$V_{bjs}$	Résistance prévue en cisaillement du mur ou bout de mur basée sur la contrainte en cisaillement par glissement dans les joints de mortier, kN
$V_{bm}$	Résistance au cisaillement à la base du bâtiment, kN
$V_{dt}$	Résistance minimale en cisaillement basée sur la contrainte de cisaillement en traction diagonale sur un mur ou bout de mur, kN
$V_o$	Résistance prévue à la rupture hors du plan d'un bout de mur, kN
$V_r$	Résistance prévue en cisaillement du mur ou bout de mur basée sur le cisaillement par balancement, kN
$V_{tc}$	Résistance minimale en cisaillement du mur ou bout de mur basée sur la contrainte d'écrasement du pied du mur, kN
$W$	Poids sismique du bâtiment, kN

### Alphabet grec minuscule

$\alpha$	Facteur égal à 0,5 pour un mur cisailé encastré à une extrémité et libre à l'autre et égal à 1,0 pour un mur encastré aux deux extrémités
$\beta$	Coefficient d'ajustement de la période
$\delta$	Déplacement inter-étages, %
$\delta_u$	Déplacement inter-étages à l'ultime, %
$\delta_y$	Déplacement inter-étages à la plastification, %
$\Phi_i$	Déplacement du premier mode au i <sup>e</sup> niveau
$\kappa$	Facteur de forme
$\mu$	Coefficient de friction
$\mu_D$	Coefficient de demande en ductilité

$\mu_w$	Coefficient de ductilité du mur
$\mu_{we}$	Coefficient de ductilité d'un bout de mur
$\sigma_n$	Contrainte normale de compression dans un bout de mur, soit $P_D/A$ , MPa
$\tau_o$	Résistance en cisaillement d'adhésion, MPa
$\tau$	Résistance en cisaillement prévue, MPa

### Alphabet grec majuscule

$\Gamma$	Facteur de participation modale
$\Delta$	Déplacement élastique au haut du mur, mm
$\Delta_{be}$	Déplacement élastique requis du bâtiment, mm
$\Delta_{by}$	Déplacement du bâtiment à la plastification, mm
$\Delta_D$	Demande en déplacement du bâtiment, mm
$\Delta_u$	Déplacement ultime au haut du bout de mur, mm
$\Delta_y$	Déplacement à la plastification au haut du bout de mur, mm

### Abréviations

AISC	American Institute of Steel Construction
AMR	Structure d'acier avec remplissage en maçonnerie non armée
ASTM	American Society for Testing and Materials
BSH	Basic Structural Hazard (cote structurale de base)
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CNRC	Conseil national de recherches du Canada
CSA	Canadian Standard Association
DDLD	Degré de liberté dynamique
DG	Degré de dégâts (EMS-98)
DG2	Degré de dégâts de niveau 2
DG5	Degré de dégâts de niveau 5
DPM	Damage Probability Matrix (matrice de probabilités de dommages)
ÉPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse)

ÉPFZ	École Polytechnique Fédérale de Zurich (Suisse)
EMS-98	Échelle Macrosismique Européenne
FEMA	Federal Emergency Management Agency (États-Unis)
GNDT	Groupe national de défense contre les tremblements de terre (Italie)
INS	Indice non-structural
IPS	Indice de priorité sismique
IS	Indice structural
MNA	Maçonnerie non armée
MSK	Nom de l'échelle européenne d'intensité sismique, du nom de ses trois créateurs : V. Medvedev, W. Sponheuer et V. Kárník
PGA	Peak Ground Acceleration (accélération maximale au sol), g
PGV	Peak Ground Velocity (vitesse maximale au sol), m/s
PWSGC	Public Works & Government Services Canada
RGC	Condition de sol de référence
TPSGC	Travaux publics et Services gouvernementaux Canada

## INTRODUCTION

Les récents épisodes sismiques survenus à travers le monde ont sensibilisé la population à la fragilité des bâtiments et infrastructures des grandes villes. Par exemple, lors du tremblement de terre en 2003 à Bourmedes, en Algérie, il y a eu plus de 2 000 décès, au-delà de 10 000 blessés et des dommages aux bâtiments tels que 15 000 personnes ont perdu leur logement (Adams et al., 2003). Au niveau mondial, depuis le 16<sup>e</sup> siècle, il y a eu plus de 300 millions de décès dus à des séismes, sur l'ensemble des continents (Bolt, 1993). Ce sont les dommages dus aux vibrations du sol qui sont les plus courants; ils endommagent les infrastructures et les bâtiments, qui à leur tour mutilent et/ou entraînent la mort d'êtres humains. Les pertes suivant un tel événement sont humaines, sociales et économiques.

Le niveau d'endommagement des bâtiments ne dépend pas seulement de la force du séisme. Mentionnons que la magnitude 6,8 sur l'échelle de Richter a été attribuée aux tremblements de terre de Bourmedes en 2003 et de Seattle en 2001. Cependant, peu de constructions ont été endommagées à Seattle, où il n'y a eu qu'un seul décès, comparativement à plus de 2 000 morts en Algérie. Les types de construction, les conditions spécifiques au site, en plus des caractéristiques des séismes influencent fortement les dommages potentiels. Par exemple, le séisme de Seattle avait une profondeur focale beaucoup plus grande et un contenu fréquentiel différent du séisme de Bourmedes. Un autre facteur influençant le degré de dégâts est que les grands centres urbains sont plus vulnérables que les régions moins urbanisées pour de fortes intensités de séismes puisque la vulnérabilité est proportionnelle aux concentrations de personnes, de matériel et d'infrastructure (Bourrelier et al., 2000, p. 13).

### ***Vulnérabilité sismique des bâtiments anciens***

Étant donné que les tremblements de terre frappent de façon impromptue et causent de très grandes pertes, il est important de connaître la performance prévue des immeubles et infrastructures sous différentes intensités de séismes. Ce champ d'expertise relativement récent s'intéresse aux régions où la sismicité est élevée, mais aussi aux régions à sismicité modérée densément peuplées. L'objectif principal d'une démarche

complète d'évaluation sismique d'un édifice ou d'un ensemble de bâtiments est avant tout la sécurité des occupants, en plus de la planification des interventions à effectuer en vue d'améliorer les performances futures.

Si l'on s'attarde au niveau municipal, il y a deux catégories de bâtiments qui devraient jouir d'une attention particulière en ce qui concerne l'évaluation de la vulnérabilité sismique : les bâtiments prioritaires (hôpitaux, casernes de pompier, etc.) et les bâtiments historiques. Les premiers ont un rôle primordial en cas de séisme et les seconds possèdent une valeur patrimoniale importante pour les sociétés actuelles et futures. De plus, les bâtiments anciens, surtout ceux construits avant le milieu du 19<sup>e</sup> siècle, possèdent une faible résistance aux charges latérales, incluant les charges sismiques, dû, entre autres, au manque de ductilité commun aux anciennes techniques de construction.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment individuel peut s'avérer nécessaire lors de travaux de réhabilitation. En ce qui concerne l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ensemble de bâtiments, ce type d'analyse est surtout intéressant pour des quartiers où se trouve une grande concentration de bâtiments anciens. Le secteur par excellence à Montréal pour réaliser une telle étude est sans contredit l'arrondissement historique du Vieux-Montréal. Les résultats d'une analyse sur un groupe de bâtiments anciens permettent de déterminer les dommages attendus selon différentes intensités de séismes et ainsi canaliser les budgets municipaux et gouvernementaux de réhabilitation de bâtiments patrimoniaux convenablement. Afin de réaliser l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment individuel ou d'un groupe de bâtiments, il est nécessaire de procéder d'abord à la caractérisation structurale afin de déterminer, selon la précision et la quantité d'informations rassemblées, la méthode la plus appropriée d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

### ***Objectifs***

L'objectif principal de ce mémoire est de proposer une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique qui soit adaptée aux bâtiments anciens du secteur du Vieux-Montréal. Pour atteindre cet objectif, trois objectifs intermédiaires ont été fixés :

- a. réaliser la caractérisation structurale des bâtiments anciens du secteur afin d'identifier les typologies dominantes et étudier les détails de construction typiques;
- b. procéder à l'étude de l'applicabilité des méthodes d'évaluation sismique disponibles pour cibler les méthodes à préconiser pour réaliser une évaluation;
- c. effectuer la comparaison entre les typologies des bâtiments du Vieux-Montréal et les descriptions typologiques des outils d'évaluation nord-américain et européen.

La réalisation de ces objectifs permettra de proposer une méthodologie applicable au Vieux-Montréal, et ultérieurement à des secteurs historiques de d'autres villes.

### ***Hypothèses posées***

Tel que l'a écrit Jules Auger dans son livre *Mémoire de bâtisseurs du Québec*,

« la documentation concernant les anciens systèmes de construction pose un problème important d'accès à l'information, car pour relever certains détails, il faut soit démolir, soit analyser les bâtiments incendiés, soit avoir accès à des relevés détaillés de charpente réalisés lors de travaux majeurs de restauration ou de rénovation » (1998, p. v).

Dans ces circonstances, une analyse de vulnérabilité sismique, où la connaissance des détails structuraux est primordiale, est assez difficile. Ainsi, plusieurs hypothèses ont dû être posées tout au long du présent mémoire. Par exemple, au chapitre 3, la structure de certains bâtiments inclus dans l'inventaire étant inconnue, une hypothèse quant au matériau principal de la structure a été posée, à l'aide des caractéristiques visibles du bâtiment et des informations concernant les bâtiments de la même époque. Certaines hypothèses ont aussi été posées au chapitre 4, afin d'évaluer la classe de vulnérabilité sismique d'un bâtiments typique. Par exemple, les propriétés des matériaux sont des valeurs moyennes tirées de la littérature. En l'absence de renseignements précis, des hypothèses concernant les caractéristiques structurales ont aussi été posées de façon à obtenir une évaluation qui soit conservatrice.

### ***Méthodologie***

Afin d'atteindre les objectifs décrits précédemment, différentes étapes ont été réalisées :



- a. revue des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique disponibles;
- b. identification des données de base essentielles pour réaliser une étude de vulnérabilité sismique;
- c. création d'un inventaire de bâtiments anciens du Vieux-Montréal regroupant les paramètres caractéristiques et les détails de construction;
- d. comparaison des typologies représentatives de l'ensemble avec les classes typologiques d'outils existants;
- e. choix d'un bâtiment typique du secteur et évaluation de sa classe de vulnérabilité sismique par une méthode appropriée. La méthode choisie combine deux méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, soit l'approche de *l'Échelle Macrosismique Européenne 1998* ainsi que l'analyse par modèle analytique dans le but de tracer la courbe de capacité du bâtiment;
- f. vérification de l'applicabilité de la méthode utilisée pour le bâtiment typique à d'autres typologies de bâtiments présents dans l'inventaire;
- g. évaluation de l'ensemble des bâtiments de l'inventaire par une méthode rapide, telle que l'EMS-98.

### ***Structure du mémoire***

Le premier chapitre vise à établir une définition précise de certaines notions, qui seront utilisées par la suite, concernant le risque sismique, la mesure des séismes, l'aléa sismique, etc. Le chapitre 2 présente une revue de diverses méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique pour les bâtiments existants. Au chapitre 3, on brosse un portrait de la construction à Montréal depuis la colonisation, avant de présenter l'inventaire réalisé comprenant 89 bâtiments du Vieux-Montréal, de même que les constatations qui en découlent. Le chapitre 4 présente une analyse de vulnérabilité sismique d'un bâtiment typique en maçonnerie non armée. Cette analyse permet d'identifier la classe de vulnérabilité du bâtiment et d'obtenir sa courbe de capacité. Le dernier chapitre présente une étude de l'applicabilité de la méthode du chapitre 4 à d'autres types de bâtiments ainsi que l'évaluation sommaire de la vulnérabilité sismique de l'ensemble des bâtiments de l'inventaire.

## **CHAPITRE 1**

### **NOTIONS DE BASE**

La vulnérabilité sismique d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments est un élément essentiel à l'établissement du risque sismique qui lui est associé. Dans ce chapitre, les notions de base nécessaires à une bonne compréhension de l'évaluation de la vulnérabilité sismique sont passées en revue.

À la première section de ce chapitre est défini le risque sismique, qui tient compte de l'aléa sismique en un lieu et de la vulnérabilité du bâti. Ensuite, la mesure des tremblements de terre en terme de magnitude et d'intensité est décrite (section 1.2). Les sections 1.3 et 1.4 abordent la sismicité au Québec ainsi que l'aléa sismique dont il faut tenir compte lors de la conception de nouveaux bâtiments et lors d'évaluation de bâtiments anciens. Finalement, une brève revue des facteurs affectant la vulnérabilité est présentée (section 1.5). Il est à noter que les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique sont étudiées au chapitre 2. Quant aux modes de rupture des structures à typologie dominante du Vieux-Montréal, ils sont vus aux chapitres 4 et 5.

#### **1.1 Risque sismique**

On le sait, la prédiction des tremblements de terre est peu fiable, et ne permet pas d'éviter les séismes. Étant donné que les décès et blessures sont la plupart attribués à l'effondrement de bâtiments et d'ouvrages d'art, ce sont ces installations qui doivent être évaluées vis-à-vis du risque sismique encouru. Cette notion de risque sismique est définie de différentes manières, selon les auteurs et les pays. Voici un échantillon de quelques-unes de ces variantes.

Tout d'abord, le risque sismique, selon le professeur André Filiatrault, est associé à une zone géographique et est fonction de deux paramètres : l'aléa sismique et la vulnérabilité sismique. L'aléa consiste en « la probabilité associée à l'apparition d'un séisme causant un certain niveau de vibration » (Filiatrault, 1996, p. 51), tandis que la

vulnérabilité sismique représente le niveau de dommages causé par les secousses d'une intensité spécifique.

Du côté américain, sur le site Web du Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2001), on mentionne que l'aléa sismique est stable au fil des ans, contrairement au risque sismique. Cette augmentation du risque sismique serait due au développement urbain important et à la vulnérabilité structurale des bâtiments anciens, qui sont la plupart inadéquats selon les prescriptions sismiques des codes de construction modernes.

Selon une étude réalisée à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) en Suisse, le risque est une mesure probabilisée des impacts sur un système. On considère alors qu'en un lieu particulier le risque est « l'espérance mathématique des pertes au cours d'une période de référence » (Pellissier et Badoux, 2003, p.10). Le risque est le produit de trois paramètres : **l'aléa sismique**, la **vulnérabilité du système** et la **valeur exposée** au risque, tel que montré à l'équation 1.1. Le paramètre « valeur en danger » constitue un ajout par rapport à la définition de Filiatrault.

$$\text{Risque} = \sum [ (\text{aléa sismique}) \cdot (\text{vulnérabilité}) \cdot (\text{valeur en danger}) ] \quad (1.1)$$

Plus précisément, **l'aléa sismique** consiste en la probabilité d'occurrence d'un événement destructeur d'une intensité donnée, en un lieu donné. Ensuite, la **vulnérabilité du système** est définie comme le degré de dommages correspondant à chaque événement considéré. Le système peut comprendre un seul bâtiment ou un ensemble de structures, tel un quartier ou une ville entière. Dans le cas d'un groupe de bâtiments, la vulnérabilité globale est dominée par le type de bâtiments le plus vulnérable, lequel doit être identifié et caractérisé au préalable. Finalement, la **valeur exposée** du système comprend habituellement les montants assurés, bâtiments et biens, ainsi qu'une valeur estimée correspondant aux pertes humaines possibles. L'inclusion de la valeur permet d'évaluer les pertes associées à chaque niveau de séisme. Afin de quantifier précisément le risque, le risque associé à chaque niveau d'intensité sismique  $i$  doit être calculé. Dans la formule du risque de l'équation 1.2, la **fonction d'aléa**,  $H(x)_i$ , combine l'aléa régional et les conditions locales. La **fonction de**

**conséquences**,  $C(y)_i$ , tient compte de la vulnérabilité physique du bâti et des valeurs exposées. Le risque total est le résultat, pour toutes les intensités, de la double intégration du produit de la fonction d'aléa et de la fonction de conséquences.

$$\text{Risque total} = \iint_{2\sigma} H(x) \cdot C(y) \cdot dx dy \quad (1.2)$$

## 1.2 Mesure des séismes

### 1.2.1 Magnitude

C'est en 1935 qu'a été développée par Charles Richter, en Californie, une méthode indépendante du lieu d'observation permettant d'estimer l'énergie dégagée au foyer d'un séisme. On l'appelle « l'échelle de Richter » et c'est le moyen le plus utilisé, mondialement, pour mesurer les tremblements de terre. La magnitude sur l'échelle de Richter est le logarithme en base 10 de l'amplitude sismique maximale de l'enregistrement d'un sismomètre situé à 100 km de l'épicentre, exprimée en millièmes de millimètre. Par exemple, pour un sismogramme dont l'amplitude maximale est de 1 cm ( $10^4$  millièmes de mm), on obtient une magnitude de 4. C'est dix fois plus faible qu'une magnitude de 5, le seuil à partir duquel il se produit en général des dommages. La limite supérieure raisonnable de cette échelle est 10. La plus grande magnitude atteinte au 20<sup>e</sup> siècle a été 9,5, au Chili, en 1960.

Au Québec, on utilise une échelle de magnitude adaptée à la réalité de L'Est de l'Amérique du Nord, où les ondes s'atténuent de façon différente et plus près de la surface du sol que dans la portion occidentale du continent. Cette échelle se nomme Magnitude Nuttli ou  $m_N$ . Dans les communications grand public, on indique « magnitude de Richter » même si le calcul a été effectué sur l'échelle  $m_N$ .

### 1.2.2 Intensité

Plus palpable pour le grand public que les échelles de magnitude, la première échelle d'intensité a vu le jour en Italie, en 1902. L'échelle de Mercalli comporte des degrés,

qui sont fonction de la mesure des dommages aux structures, des dérangements au sol et de la façon dont les gens ont ressenti le tremblement. En 1931, des sismologues ont amélioré cette échelle, nommée échelle Mercalli modifiée (notée  $I_{MM}$ ), variant de **I** pour une faible secousse à **XII** pour un séisme très destructeur. Cette échelle est présentée au chapitre 4, figure 53. Les intensités sont utilisées pour tracer les cartes de contours isosismaux, soit la délimitation des régions où l'intensité du tremblement de terre a été la même. En Europe, une échelle basée sur l'échelle  $I_{MM}$ , l'échelle MSK (du nom de ses trois créateurs : Medvedev, Sponheuer et Kárník) est utilisée, en plus d'une nouvelle échelle macrosismique, l'EMS-98, décrite à la section 1.2.3.

### **1.2.3 L'Échelle Macrosismique Européenne : EMS-98**

L'échelle EMS-98 (Grünthal et al., 1998) définit de façon détaillée les degrés de dégâts en fonction des types de bâtiments. C'est la première échelle d'intensité comprenant des instructions. L'utilisation principale de cette échelle est l'assignation, suite à un séisme, d'une valeur numérique reflétant l'intensité des secousses. Ce chiffre synthétise toutes les observations recueillies pendant un tremblement de terre. Comme les échelles  $I_{MM}$  et MSK, huit degrés sur les 12 sont principalement utilisés : **III** à **X**. Cela est dû au fait que les degrés **I** et **II** sont presque imperceptibles et les degrés **XI** et **XII**, dont les descriptions se ressemblent, sont très rares.

Comparativement à la magnitude, qui utilise les données enregistrées par des instruments sophistiqués, l'intensité utilise des observations faites par des « capteurs » courants dans l'environnement afin de qualifier le séisme par une valeur numérique. Ces capteurs sont de quatre types : êtres vivants, objets, bâtiments et environnement naturel. Un exemple d'observation du premier groupe de capteurs serait « la plupart des personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout, même dehors ». Ceci peut être considéré comme un diagnostic et faire partie de l'assignation de l'intensité, qui dans ce cas-ci serait **VIII**. Plusieurs diagnostics permettent de définir l'intensité en un lieu. L'EMS-98 définit dans quelle proportion les capteurs devraient réagir pour chaque degré d'intensité. Ces proportions sont définies numériquement par des plages qui se chevauchent, tel qu'illustré à la figure 1. L'échelle complète est présentée à l'annexe 1.

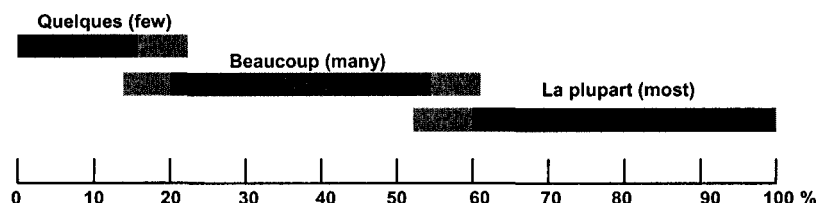


Figure 1 Définition des quantités servant à définir les observations  
(d'après Grünthal et al., 1998)

Dans les échelles MSK et  $I_{MM}$ , les dommages ne tiennent pas compte de la résistance propre aux bâtiments concernés, paramètre qui a une influence certaine sur leur réponse. Cela engendre des erreurs de jugement lorsqu'il y a plusieurs types de bâtiments dans une région donnée. C'est pourquoi l'échelle EMS-98 distingue la résistance des différents types de bâtiments. Cette variabilité de la vulnérabilité est présentée sous la forme d'un tableau, reproduit à la figure 2.

Pour chaque type de structure sont identifiées la classe de vulnérabilité la plus courante (cercle), la plage de vulnérabilité probable (trait plein) et une plage moins probable (trait discontinu). Les lettres représentent différents niveaux de vulnérabilité correspondant à la performance des différents types de bâtiments sous un séisme d'une même puissance. Les bâtiments de la classe A sont beaucoup plus vulnérables que ceux de la classe F. L'attribution de la classe pour un certain bâtiment est déterminée en tenant compte de plusieurs caractéristiques : l'état de dégradation, l'irrégularité de la forme du bâtiment, le niveau de conception parasismique, etc. Les classes D à F sont attribuées à des bâtiments ayant des détails parasismiques.

Afin de définir l'état des capteurs de type « bâtiment », suite à un séisme, le niveau de dégâts des différentes classes de bâtiments doit être établi. Cela est fait à l'aide des degrés de dégâts, numérotés de 1 à 5. Ils représentent approximativement l'augmentation de la force des secousses. Aussi, étant donné que les différents types de bâtiments réagissent et s'effondrent de manière différente, des illustrations et photos sont incluses dans la documentation de l'EMS-98. À l'annexe 2 sont présentés les degrés de dégâts pour les bâtiments en maçonnerie. Une intensité sismique peut être assignée aux séismes, à l'aide des descriptions détaillées de l'annexe 1.

Type de structure		Classe de vulnérabilité A B C D E F					
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○					
	Brique crue (adobe)	○—					
	Pierre brute	-○					
	Pierre massive		—○—				
	Non renforcée, avec des éléments préfabriques	-○—					
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé		—○—				
	Renforcée ou chaînée			-○—			
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)		- —○—				
	Ossature avec un niveau moyen de CPS			- —○—			
	Ossature avec un bon niveau de CPS				- —○—		
	Murs sans CPS		- —○—				
	Murs avec un niveau moyen de CPS			- —○—			
	Murs avec un bon niveau de CPS				- —○—		
ACIER	Structures en charpente métallique			- —○—			
BOIS	Structures en bois de charpente		- —○—				

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable;  
 ..... Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

Figure 2 Classe de vulnérabilité selon le type de structure : tableau de vulnérabilité (Grünthal et al., 1998)

### 1.3 Sismicité au Québec

Au Québec, les trois zones de macrosismicité sont l'Ouest du Québec, Charlevoix et le Bas-Saint-Laurent (figure 3). On sait que la majorité (97 %) des séismes dans le monde sont dus à l'interaction des plaques tectoniques (Ressources naturelles Canada). Cependant, l'Est du Canada est situé à l'intérieur d'une plaque et l'on s'explique mal le fait qu'il y ait eu, au fil des siècles, plusieurs séismes de magnitude supérieure à 6 sur l'échelle de Richter. Une des hypothèses de ces séismes est la

réactivation de failles datant de 250 à 800 millions d'années dans la plaque tectonique nord-américaine. Peu importe l'origine des séismes québécois, il est certain qu'il en surviendra encore, de forte magnitude, dans un avenir plus ou moins rapproché. Pour ce qui est des séismes de faible magnitude, il en survient environ 300 par année dans la portion orientale du pays.

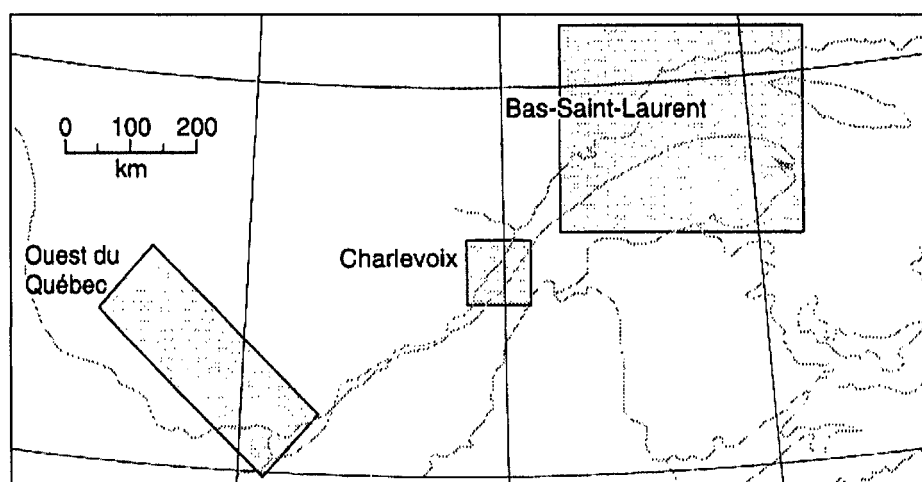


Figure 3 Sismicité de l'Est du Québec, avant 1987  
(Filiatrault, 1996, p. 53)

Dans la première région d'activité sismique, l'Ouest du Québec, la sismicité se distribue selon deux bandes, soit la Vallée de L'Outaouais et la région comprise entre Montréal et le Parc de Lavérendrye. Trois grandes villes font partie de cette zone : Montréal, Cornwall et Ottawa – Gatineau. Le plus fort séisme qui a été enregistré dans cette région a eu lieu en 1935, à Témiscamingue. Il y aurait des failles le long de la rivière des Outaouais et, plus à l'intérieur des terres, de la fissuration thermique. Pour ce qui est du Bas-Saint-Laurent, les séismes sont concentrés le long du fleuve. Enfin, Charlevoix est la zone la plus active des trois. Il s'y trouve un réseau de failles, dont l'origine pourrait être un météorite tombé il y a 350 millions d'années.

Les dommages dus aux séismes de l'Est du Canada, depuis la colonisation du pays, ont la plupart été recensés. Des écrits historiques ont permis aux sismologues d'attribuer une valeur de magnitude aux séismes anciens. D'après la carte de la



sismicité du Canada (Franklin et al., 1990), il y a eu cinq séismes majeurs du 17<sup>e</sup> au 19<sup>e</sup> siècle (voir Tableau I).

Tableau I

Description des séismes d'importance survenus au Québec depuis le 17<sup>e</sup> siècle

Lieu	Année	Magnitude de Richter	Observations
Charlevoix - Kamouraska	1663	7	○ Dommages aux bâtiments en maçonnerie non armée, surtout des effondrements de cheminées
Montréal	1732	5,8	
Charlevoix – Kamouraska	1791	6	○ Dommages aux bâtiments en maçonnerie non armée, surtout des effondrements de cheminées
	1860	6	
	1870	6,5	
	1925	6,7	○ Effondrement hors plan de murs pignons et fissures de cisaillement dans la maçonnerie de l'église de la Rivière-Ouelle (rive sud du fleuve) ○ Presque toutes les cheminées de la région ont été endommagées ○ Fissures de cisaillement aux allèges de fenêtres du Manoir Cabot, bâtiment en maçonnerie (rive nord du fleuve) ○ Effondrement de rangs de briques, de plafond et de luminaires à la Gare du Palais de Québec ○ Déplacement de colonnes d'acier (8 cm) à un hangar de Québec ○ Effondrements de murs de maçonnerie à Shawinigan
Grand Banks	1929	7,2	○ Ce séisme, survenu non pas au Québec, mais au large de la Nouvelle-Écosse a engendré des dommages (cheminées et glissements de terrain) jusqu'au Cap-Breton, à 400 km de l'épicentre. ○ 27 décès, les seuls attribuables à un séisme au pays
Témiscamingue	1935	6,2	○ Dommages à 80 % des cheminées et à des murs de maçonnerie
Saguenay	1988	6	○ Ressenti jusqu'à Washington, Halifax et Toronto ○ Dommages : fissuration des blocs de maçonnerie des fondations, fissuration des murs de maçonnerie non armée, fissures aux coins des ouvertures, dommages aux cheminées, séparation du revêtement de maçonnerie ○ Cas de liquéfaction de pente jusqu'à 180 km de l'épicentre ○ Dommages jusqu'à Montréal, à 350 km de l'épicentre ○ 1927 demandes de réclamation, pour une valeur de 44 M \$

(d'après Franklin et al., 1990; Bruneau et Lamontagne, 1994)

#### 1.4 Aléa sismique

L'aléa sismique, soit la probabilité d'occurrence d'un évènement destructeur d'une certaine intensité en un lieu donné (cf. section 1.1), doit être définie par des valeurs

précises pouvant être utilisées par les ingénieurs en structure. Les notions de zonage sismique, la présentation des nouvelles cartes canadiennes ainsi que les données spécifiques d'aléa sismique pour Montréal sont discutées dans cette section. Auparavant, sera abordée la notion de spectre de réponse sismique, qui est utilisée dans les cartes de zonage sismique et qui sera aussi utilisée lors des calculs d'évaluation de la classe de vulnérabilité sismique au chapitre 4.

#### **1.4.1 Notions sur les spectres de réponse sismique**

Le spectre de réponse sismique est un outil permettant de définir la réponse d'une structure à un ou plusieurs degré(s) de liberté dynamique (DDL). Cette réponse dynamique est fonction de l'amortissement et de la période naturelle du bâtiment et constitue une réaction à un accélérogramme (historique de la variation de l'accélération au sol, à un site particulier et dans une direction spécifique). Il y a six spectres de réponse qui peuvent être définis pour un système, en réponse à un accélérogramme donné. Les trois plus utilisés sont le spectre de déplacement relatif ( $S_D$ ), le spectre de vitesse relative ( $S_V$ ) et le spectre d'accélération absolue ( $S_A$ ).

Les spectres de réponse sismique ont plusieurs propriétés. Premièrement, ils donnent les valeurs de réponse maximales pour un système simple à un DDL, sollicité par un certain séisme. De plus, les spectres donnent les valeurs de réponse maximales pour un système à plusieurs DDL dans chacun des modes pour un certain tremblement de terre. En général, la représentation des spectres de réponse est un graphique à quatre axes. L'axe des abscisses est le logarithme de la fréquence  $f$  (Hz) ou de la période  $T$  (s), l'axe des ordonnées est le logarithme de la vitesse spectrale  $S_V$  (m/s) et les deux autres axes ( $45^\circ$  et  $135^\circ$ ) sont les logarithmes du déplacement spectral  $S_D$  (m) et de l'accélération spectrale  $S_A$  ( $m/s^2$ ). La figure 4 illustre deux façons de représenter le diagramme tripartite. En général, on utilise des spectres de réponse normalisés. Les valeurs de chacun des axes sont divisées par les valeurs maximales au sol de chacune des trois variables (accélération, vitesse et déplacement). On peut tracer les spectres normalisés pour différents amortissements sur un même graphique.

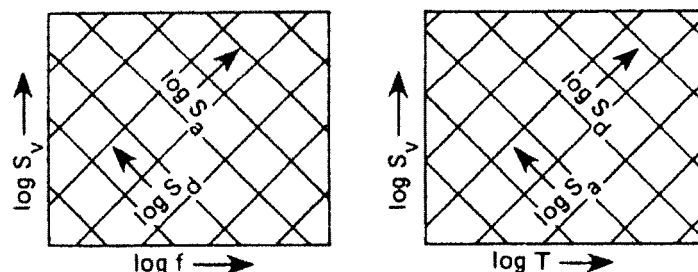


Figure 4 Diagrammes tripartites représentant les réponses pseudo-spectrales (American Concrete Institute, 1986, p. 39)

#### 1.4.2 Concept de zonage sismique

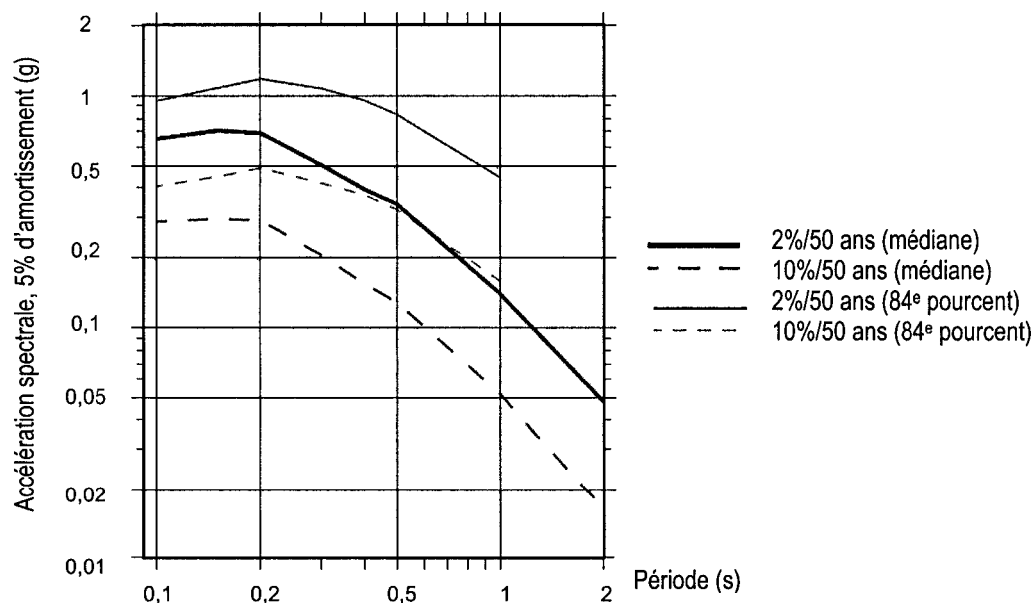
Lors de l'évaluation de la résistance sismique d'un bâtiment, il est nécessaire de connaître la grandeur des séismes qui peuvent survenir à sa localisation. Cela est fourni par les cartes de zonage sismique. Ces cartes considèrent les régions sismiques comme des unités sismogéniques, c'est-à-dire des régions regroupant des foyers sismologiques semblables, déterminées par un jugement scientifique. Les valeurs qui sont fournies sur les cartes de zonage sont facilement utilisables dans les calculs de génie civil. Il s'agit des vitesse et accélération maximales des mouvements du sol, obtenues à partir d'enregistrements de séismes (accélérogrammes).

#### 1.4.3 Cartes de zonage sismique du Canada 2005

Les nouvelles données de zonage sismique du Canada, qui seront incluses dans le Code national du bâtiment du Canada version 2005, constituent la quatrième version de cartes du CNBC. Les changements sont considérables depuis la version de 1985. Par exemple, les données acquises lors de récents séismes et les nouvelles connaissances sur la réponse des bâtiments et du sol sont incluses. Le document *Fourth Generation seismic hazard maps of Canada : Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada* (Adams et Halchuk, 2003.a) présente les nouvelles valeurs d'aléa sismique pour 650 localités canadiennes peuplées. Les régions est, ouest et centrale du Canada ont été traitées différemment, dû aux différences de la croûte terrestre de ces zones. Des quatre modèles qui ont servi à construire les cartes, c'est la valeur maximale qui a été

attribuée à chaque ville. Cette approche « robuste » permet de préserver le niveau de protection dans les zones de forte sismicité, en plus d'augmenter la protection dans les zones de faible activité sismique.

Le premier changement du calcul d'aléa concerne le niveau de probabilité des séismes de conception. Par le passé, c'était une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans qui était utilisée. La nouvelle génération de cartes innove en utilisant des séismes plus puissants, où la probabilité de dépassement est de 2 % en 50 ans, correspondant à 0,000404 / an. Les accélérations de calcul seront plus grandes pour un niveau de protection uniforme et amélioré. Pour fins de comparaison, les valeurs d'aléa de 10%/50 ans ont été calculées pour 22 villes, dont Montréal, voir graphique 1. Sur cette figure, la courbe pleine foncée est la courbe 2005, tandis que la courbe pointillée foncée représente les valeurs utilisées dans le code de 1995. Le numéro spécial de la publication *Canadian Journal of Civil Engineering* (Vol. 30, No. 2) intitulé *Exigences de calcul des séismes proposées au Code national du bâtiment, édition de 2005* fournit tous les détails concernant les changements apportés.



Graphique 1 Spectre d'accélération uniforme pour Montréal, 2%/50 ans et 10%/50 ans (Adams et Halchuk, 2003.a)

#### 1.4.4 Données utiles pour Montréal

Pour Montréal centre, les valeurs d'accélération spectrale en fonction de la période du bâtiment ainsi que la valeur de PGA sont présentées au Tableau II.

Tableau II

$S_a(T)$  pour Montréal (centre), 2%/50 ans, 5 % amortissement (en g)

Localité	$S_a(0,2)$	$S_a(0,5)$	$S_a(1,0)$	$S_a(2,0)$	PGA
Montréal	0,69	0,34	0,14	0,048	0,43

(adapté de Adams et Halchuk, 2003.a, p. 42 et 43)

#### 1.5 Facteurs affectant la vulnérabilité sismique des bâtiments

Il y a plusieurs facteurs qui influencent la vulnérabilité sismique globale des bâtiments, sans égard au matériau de la structure.

La qualité d'exécution, comprenant les méthodes et les matériaux, influence la résistance des structures. Cependant, il est difficile de juger de cette qualité. Pour ce qui est de la maçonnerie, par exemple, c'est le mortier qui doit être évalué puisque c'est ce matériau qui influence le plus le comportement sismique. En terme de méthodes de construction, on pourrait observer des structures dont les parties ne sont pas bien attachées les unes aux autres. La conservation du bâtiment joue aussi un rôle dans la vulnérabilité globale. Un bâtiment mal entretenu pourrait être situé dans une classe de vulnérabilité inférieure à celle dont il aurait fait partie s'il avait été mieux conservé. Il est à noter que l'entretien s'adresse ici à la structure et non à l'aspect esthétique.

La ductilité joue aussi un rôle important dans la vulnérabilité des bâtiments. On peut la définir comme la capacité à résister à des charges latérales dans le domaine plastique, en dissipant l'énergie sismique et en favorisant les dommages localisés ou contrôlés par opposition à un effondrement complet. La ductilité est souvent reliée au type de construction. Par exemple, on sait que les bâtiments à structure d'acier qui ont été bien

réalisés sont ductiles. Au contraire, les bâtiments en maçonnerie sont souvent considérés fragiles, donc non ductiles.

Ensuite, la localisation du bâtiment par rapport aux constructions voisines peut avoir un effet sur la vulnérabilité sismique (figure 5). Par exemple, les maisons situées au bout d'une rangée sont celles qui sont les plus vulnérables. La raison est la suivante : le côté mitoyen est beaucoup plus rigide que la face d'extrémité et ceci cause une irrégularité de la rigidité globale. Aussi, deux grandes structures situées très proches l'une de l'autre et ayant des périodes de vibration différentes peuvent s'entrechoquer lors d'un tremblement de terre et augmenter les dommages.



Figure 5 Bâtiment a) isolé, b) en extrémité, c) en travée et d) en coin (LGIT, 2002)

Un dernier facteur affectant la vulnérabilité est la régularité de la structure. Du point de vue sismique, la structure idéale est un cube où les variations de rigidité (ex. cages d'escalier) sont symétriques. En fait, ce qui est souhaitable pour les bâtiments est le plus de régularité possible, afin de diminuer leur vulnérabilité (voir figure 6). Le rez-de-chaussée souple est donc à proscrire, puisque cet étage, comportant de grandes colonnes par rapport aux autres étages à colonnes moyennes ou à murs, est trop peu rigide. De même, les grandes variations en plan ou en élévation, de même que les changements de rigidité dans les éléments internes du bâtiment, peuvent causer des efforts de torsion dans la structure (figure 7).

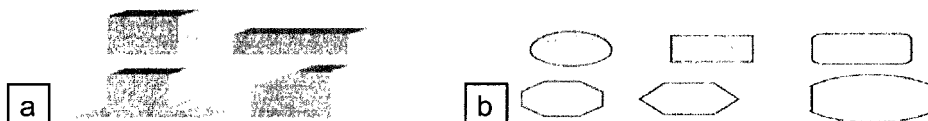


Figure 6 Formes régulières de bâtiments : a) en élévation, b) en plan (LGIT, 2002)

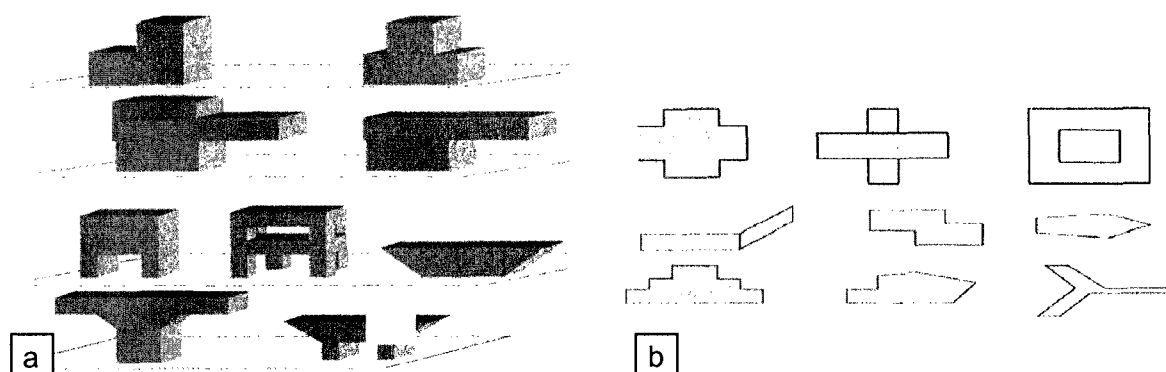


Figure 7 Formes irrégulières de bâtiments : a) en élévation, b) en plan  
(LGIT, 2002)

## CHAPITRE 2

### REVUE DES MÉTHODES D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE

L'évaluation de la vulnérabilité sismique se distingue de l'évaluation sismique. En effet, **l'évaluation sismique** est une phase particulière d'une procédure d'évaluation structurale générale visant à vérifier la performance d'une structure pour un niveau de séisme donné, par l'utilisation des *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* (CNRC, 1992.b), par exemple. **L'évaluation de la vulnérabilité sismique** d'une structure individuelle ou d'un ensemble de bâtiments a pour but d'estimer les dommages potentiels que subirait la structure (ou les typologies de bâtiments présentes dans l'ensemble) sous différentes intensités sismiques.

Dans ce chapitre sont premièrement abordées les généralités concernant la procédure d'évaluation sismique (section 2.1), puis une classification des différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité est présentée (section 2.2). Ensuite, dans les sections 2.3 à 2.6, les différents « outils » servant à quantifier la vulnérabilité, soit les courbes de fragilité et de capacité, les fonctions de vulnérabilité, les matrices de probabilité de dommages, les modèles analytiques simplifiés ainsi que les méthodes de pointage sont détaillés. Des exemples d'application suivent à la section 2.7. L'information présentée dans ce chapitre provient de l'étude des directives canadiennes et américaines traitant de l'évaluation de la vulnérabilité sismique ainsi que du rapport intitulé *L'état des connaissances en ce qui a trait à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants* par Nollet (2004).

#### 2.1 La procédure d'évaluation sismique

La vérification structurale complète de la performance d'une structure, selon tous les cas de chargements possibles, est appelée communément « évaluation structurale ». Elle s'effectue en général selon une procédure de l'American Society of Civil Engineering (ASCE, 2001). L'évaluation sismique, quant à elle, est une procédure particulière qui s'intéresse aux charges sismiques.



Au Canada, la procédure d'évaluation sismique utilisée est celle recommandée par le Conseil national de recherches du Canada (CNRC). Cette procédure a été conçue dans le but de vérifier la performance d'une structure pour un niveau de séisme donné, afin qu'elle n'atteigne pas la rupture et préserve la sécurité des occupants. Cela implique une bonne connaissance des caractéristiques structurales de la structure analysée, ainsi qu'une bonne connaissance du comportement sismique attendu des différentes typologies de structures. La publication du CNRC intitulée *Les lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* (1992.b), guide les ingénieurs canadiens à travers la démarche d'évaluation sismique. Ces directives ont été adaptées au contexte canadien, à partir de directives du FEMA (1992). La méthode proposée comporte deux phases, dont la première consiste à vérifier une liste d'énoncés par l'inspection in situ, l'analyse des plans et quelques calculs rapides. Ces énoncés concernent le système de base, les systèmes verticaux de résistance aux forces latérales, les diaphragmes, les assemblages de charpente, les fondations ainsi que les éléments non-structuraux. La liste permet de cibler quels éléments sont adéquats en terme de performance sismique et lesquels ne le sont pas. Dans le cas où il y a un élément inadéquat (réponse fausse à un énoncé), l'ingénieur doit passer à la deuxième phase de la méthode, qui consiste en une analyse détaillée. Cette dernière est basée sur la méthode d'analyse statique équivalente du Code national du bâtiment (CNRC, 1995.a, alinéa 4.1.9.). Cette procédure est applicable à une structure individuelle et permet d'obtenir la réponse de la structure à une intensité sismique donnée.

## **2.2 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique**

Rappelons d'abord que la vulnérabilité sismique se définit par la probabilité qu'un degré de dommages soit atteint pour une classe de bâtiments sous une intensité de séisme donnée. Il existe plusieurs méthodes pour évaluer cette vulnérabilité, se distinguant selon le type d'application – bâtiment unique ou ensemble de bâtiments – et selon le temps et les moyens disponibles. La figure 8 illustre la classification proposée par Lang, dans sa thèse de doctorat.

Application	Ensemble de bâtiments		Bâtiment unique		
Méthodes	Observation de la vulnérabilité résultant de séismes	Jugement expert	Modèles analytiques simples	Attribution de pointage	Analyses détaillées
Investissement	Faibles				Élevés
	Temps et difficulté de calcul				

Figure 8 Classification selon le temps et la difficulté de calcul  
(adapté de Lang, 2002)

On remarque que les analyses détaillées, décrites à la section 2.1, ne sont pas adaptées à l'évaluation d'un ensemble de bâtiments. L'annexe 3 présente la synthèse des informations reliées à ces différentes méthodes, l'information détaillée étant disponible dans le rapport de Nollet (2004).

Lorsqu'il existe peu de données relativement aux séismes passés, il est très difficile d'utiliser les méthodes de jugement expert et d'observation de la vulnérabilité afin d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un ensemble bâti. D'autres méthodes permettant une analyse rapide doivent donc être utilisées. Une de ces méthodes consiste en la création de modèles analytiques simples applicables chacun à une typologie spécifique de bâtiments et nécessitant la collecte d'un nombre raisonnable de paramètres auprès des bâtiments du type étudié. Une méthode alternative est celle dite « hybride ». Dans le cas de Lang (2002), la procédure utilisée est basée sur des analyses statiques non-linéaires appliquées à des modèles analytiques simples. Le résultat obtenu consiste en des courbes de capacité, reliées à l'EMS-98, ainsi que des fonctions de vulnérabilité. Une telle méthode hybride s'adresse surtout aux bâtiments anciens, pour lesquels il est difficile de réaliser certains types d'analyse, en raison notamment, des incertitudes liées aux propriétés mécaniques et de la perte de résistance due à l'âge. Un avantage certain des modèles analytiques, pour un ensemble de bâtiments, est la courte durée des analyses par rapport aux méthodes d'analyses dynamiques non-linéaires ou de calculs d'indices de la vulnérabilité pour chacune des structures, nécessitant généralement des inspections.

### 2.3 Courbe de capacité, fonction de vulnérabilité et courbe de fragilité

Le terme **capacité** peut être défini comme étant l'habileté d'une structure à subir un niveau de contraintes donné, exprimé en terme de force ou de déplacement. Ainsi, la courbe de capacité illustre la demande sismique totale qui agit sur une structure (sous forme de force de cisaillement ou d'accélération spectrale) en fonction de la déformation qui se produit en réponse à la demande sismique (sous forme de déplacement spectral ou de déformation latérale  $\Delta$  en haut du bâtiment). Cela est souvent appelé courbe *pushover*. C'est habituellement la réponse du premier mode qui est illustrée, ce mode étant prépondérant parmi l'ensemble des modes de réponse sismique. Un exemple de courbe de capacité est présenté au graphique 3 (page 31).

La **fonction de vulnérabilité** définit les dommages ou pertes attendues pour un bâtiment ou une classe de bâtiments, en fonction d'un paramètre de la demande sismique. La figure 9 illustre ce processus et le graphique 4 (page 31) en est un exemple.

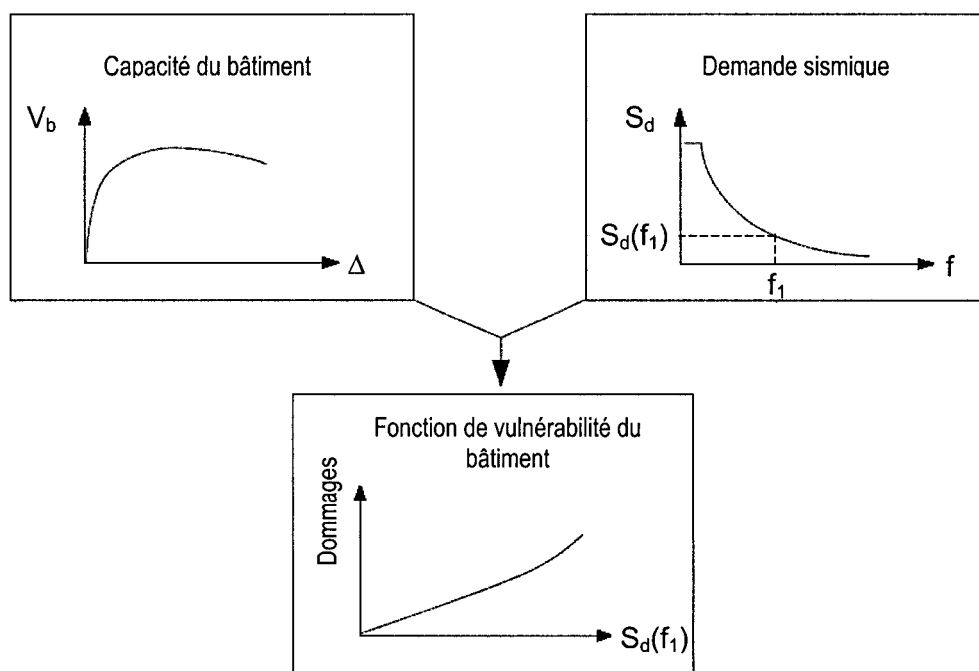
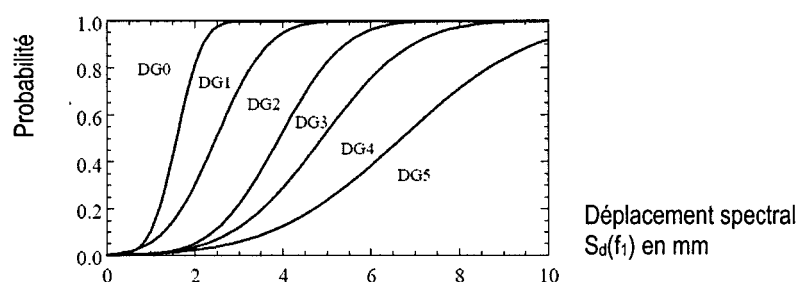


Figure 9 Principe d'une fonction de vulnérabilité  
(Lang, 2002, p. 19)

La fonction de vulnérabilité est issue de la mise en commun d'une courbe de capacité propre à un bâtiment et d'une courbe de demande sismique propre au lieu où est situé ce bâtiment. Pour ce qui est de la demande sismique, auparavant c'était l'intensité qui était surtout utilisée. Cependant, les informations sur les mouvements réels du sol ne sont pas conservées lorsque l'on travaille avec ce paramètre et les relations empiriques permettant de retrouver l'accélération au sol donnent des réponses variables. Les paramètres d'accélération spectrale,  $S_a$ , et de déplacement spectral,  $S_d$ , sont de meilleurs paramètres de demande sismique puisque ce ne sont pas des valeurs transformées sur une échelle. Dans le but d'effectuer la comparaison avec des études utilisant l'accélération maximale au sol (PGA), il peut être utile de calculer ce paramètre.

Enfin, une **courbe de fragilité** illustre, pour une classe de bâtiments donnée, la probabilité qu'ils atteignent ou dépassent un certain degré de dégâts selon une estimation déterministe de la réponse spectrale. Ce type de courbe tient compte de la variabilité associée aux fonctions de vulnérabilité des classes de bâtiments (voir le graphique 2).



Graphique 2 Exemple de courbes de fragilité pour une classe de bâtiments  
(Lang, 2002, p. 135)

## 2.4 Fonctions et matrices de probabilité de dommages

La création de fonctions ou matrices de probabilité de dommages se base sur des observations de la vulnérabilité. Le but est d'illustrer la relation probabiliste entre le niveau de dommages subi par les bâtiments en fonction de multiples niveaux d'intensité sismique. Les matrices de probabilité de dommages (DPM) sont basées sur une

classification typologique des bâtiments d'une région précise et résultent soit d'enquêtes après séisme, soit de jugements experts. La classification typologique s'effectue selon le matériau de la structure, le mode de construction, l'année de construction, etc. Par la lecture d'une matrice de ce genre, on peut prévoir, pour un bâtiment quelconque, le niveau de dommages qui résulterait d'un séisme d'une intensité donnée. Les DPM, qui sont des tableaux de données, peuvent être représentées par des courbes de vulnérabilité illustrant, par exemple, le pourcentage de bâtiments endommagés en fonction de l'intensité du séisme (cf. section 2.3).

Les études récentes proposant des DPM comprennent un nombre limité de degrés de dommages, soit quatre à six, comparativement aux premières DPM qui en comprenaient neuf. Un nombre de degrés restreint facilite l'attribution des degrés en fonction des observations. Par exemple, l'EMS-98 utilise cinq degrés de dommages.

L'utilisation de DPM et de fonctions de vulnérabilité est limitée puisque ces outils nécessitent beaucoup de données lors de leur création et ne peuvent être utilisés avec 100 % de certitude que dans la région d'où proviennent ces données. Chaque nouvelle étude devrait donc inclure la création de courbes adaptées aux méthodes de construction et aux matériaux locaux.

## **2.5 Méthode employant un modèle analytique simple**

Tel que mentionné à la section 2.2, lorsque peu de données sont disponibles relativement aux dégâts subis par les bâtiments lors de séismes antérieurs, les modèles analytiques simples constituent une alternative valable. Des modèles sont alors créés pour chaque typologie courante au sein d'un ensemble bâti. Ces modèles permettent d'abord de déterminer les mécanismes de rupture probables et ensuite d'établir les degrés de dommages qui surviendraient pour chaque typologie d'un ensemble bâti, sous différentes intensités de séismes. Une fois toutes les typologies analysées, la vulnérabilité sismique de l'ensemble peut être évaluée.

Plus précisément, ce type d'approche permet d'évaluer l'intensité des tremblements de terre qui correspondrait aux divers degrés de dégâts d'une échelle d'intensité, et ce pour chacun des types de structure présents dans l'ensemble. L'étape intermédiaire à ce résultat est la répartition de tous les bâtiments du groupe parmi les classes de vulnérabilité de l'échelle utilisée (voir graphique 5, page 32).

Des chercheurs italiens ont développé une méthode analytique afin d'évaluer les dommages potentiels de l'ensemble bâti de la ville de Catania (Faccioli et al., 1999). Ils utilisent les états limites de déplacement, jumelés à des critères définis d'initiation des dommages. Cela permet une évaluation des dommages équivalente à celle qui aurait été obtenue par la méthode de pointage italienne, élaborée par le Groupe national de défense contre les tremblements de terre (voir section 2.6). Les données de base utilisées dans les analyses étaient l'année de construction, le nombre d'étages ainsi que le matériau de construction (béton armé ou maçonnerie).

C'est à cause de sa valeur statistique que la méthode analytique simple convient à l'évaluation d'un ensemble de bâtiments, plutôt qu'à un bâtiment unique. Augusti et Ciampoli (2000) ont traité spécifiquement de l'évaluation des bâtiments historiques. C'est à l'aide de macroéléments (façade, toit, nef...) et de la comparaison avec des édifices semblables que ces auteurs évaluent la vulnérabilité sismique des églises. À l'aide d'analyses dynamiques, le mode de rupture spécifique à chacun des macroéléments est évalué de façon à établir la probabilité de rupture du bâtiment entier, sous différentes intensités de séismes.

L'approche utilisée par Lang dans sa thèse (2002) est une approche analytique d'évaluation des bâtiments en béton armé et en maçonnerie de la ville de Bâle, en Suisse (section 2.7.2). En plus d'utiliser les données géométriques des structures analysées, les propriétés de matériaux sont prises en compte.

## **2.6 Systèmes de pointage ou indices de vulnérabilité**

L'objectif d'une évaluation par système de pointage est de classer un groupe de bâtiments par ordre de vulnérabilité sismique relative. Une approche statistique peut être utilisée lorsque les données disponibles et les bâtiments sont nombreux.

### **2.6.1 Principe de la méthode**

Le principe de cette méthode est l'attribution d'un pointage aux différents systèmes structuraux, selon leur comportement sismique. Ce pointage est ensuite modifié selon, entre autres, les irrégularités observables, l'importance de chacun des bâtiments, les éléments non-structuraux et les paramètres d'implantation. La cote finale reflète la vulnérabilité sismique des bâtiments les uns par rapport aux autres.

Dans plusieurs pays où des méthodes de pointage ont été développées, tels le Canada et la Suisse, ce type de méthode a le désavantage de ne fournir qu'une indication du risque sismique des bâtiments étudiés, les uns par rapport aux autres. Aussi, l'écart entre les pointages doit être validé par des calculs simples. Chaque méthode se distingue par les types de structures considérées (classification plus ou moins détaillée), les facteurs modificateurs impliqués et l'inclusion ou non de la valeur économique des bâtiments et des pertes sociales encourues.

La méthode de pointage du FEMA-154 (1988), une procédure américaine, est basée sur des matrices de probabilité de dommages propres aux typologies de bâtiments de ce pays, étudiées dans le rapport ATC-13. Cela confère à cette méthode l'avantage de produire des résultats ayant une certaine valeur statistique, ce qui n'est pas le cas de la méthode canadienne (section 2.6.2) ou suisse. La procédure du FEMA-154 est détaillée à la section 2.6.3.

### 2.6.2 Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique

La méthode canadienne discutée dans cette section vise à détecter les faiblesses des bâtiments, faiblesses qui constituent des dangers potentiels pour la sécurité des occupants lors d'un tremblement de terre. Les objectifs de base du CNBC à propos de la sécurité des personnes sont respectés dans cette méthode, mais non les exigences spécifiques régissant les constructions neuves.

Le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* (CNRC, 1992.a) comporte un formulaire à remplir lors d'une inspection visuelle intérieure et / ou extérieure, ou lors de l'examen des plans de bâtiments existants (voir l'annexe 4). Le pointage permet de calculer les variables **A** à **F** qui concernent, par exemple, l'état du sol, les irrégularités et la sismicité du lieu. Cette procédure aboutit au calcul de trois cotes distinctes, définies à l'équation 2.1, soit l'indice structural **IS**, l'indice non-structural **INS** et l'indice de priorité sismique **IPS**.

$$\begin{aligned} IS &= A \cdot B \cdot C \cdot D \cdot E \\ INS &= B \cdot E \cdot F \\ IPS &= IS + INS \end{aligned} \quad (2.1)$$

On remarque que l'indice structural se compose du produit de cinq variables : **A** · **B** (aléa sismique régional et local), **C** · **D** (vulnérabilité du bâti) et **E** (importance sociale du bâtiment). Les différents systèmes structuraux auxquels peuvent être associés les bâtiments, selon la procédure canadienne de pointage, sont présentés au Tableau III. La cote initiale **C** qui correspond aux divers types de structures est donnée dans ce même tableau; elle varie de 1 à 3,5, autant pour les structures anciennes que pour celles construites entre 1970 et 1985-90. Les structures en maçonnerie non armée récoltent la pire cote **C** (3,5), tandis que les structures légères en bois et les structures d'acier sans mur de remplissage ou de cisaillement antérieures à 1970 ont des cotes variant de 1 à 1,5.



Tableau III  
Classification typologique et cotes structurales de base

Type de structure	Description	Cote initiale C		
		Année de construction		
		Avant 1970	1970-AR*	Après AR*
<b>Structure de bois</b>	OLB Ossature légère en bois	1,2	1,2	1,0
	PPB Poteaux et poutres en bois	2,0	2,0	1,0
<b>Ossature en acier</b>	OLA légère en acier	1,0	1,0	1,0
	OAM résistant aux moments	1,2	1,2	1,0
	OCA contreventée en acier	1,5	1,5	1,0
	AMB avec murs de cisaillement en béton	2,0	1,5	1,0
	AMR avec murs de remplissage en maçonnerie	3,0	2,0	1,0
<b>Béton</b>	OBM Ossature en béton résistant aux moments	2,5	1,5	1,0
	MBC Murs de béton travaillant en cisaillement	2,0	1,5	1,0
	BMR Ossature avec murs de remplissage en maçonnerie	3,0	2,0	1,0
	OBP Ossature en béton préfabriquée	2,5	1,8	1,0
	MBP Murs en béton préfabriqués	2,0	1,5	1,0
<b>Maçonnerie</b>	MAL Murs porteurs en maçonnerie armée, toits et planchers en platelages de bois ou de métal	2,5	1,5	1,0
	MAB Murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton	2,5	1,5	1,0
	MNA Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée	3,5	3,5	

\* Année de référence pour la conception sismique : 1990 (général) et 1985 (béton)  
(adapté du CNRC, 1992.a)

La variable **F**, entrant dans le calcul de l'indice non-structural, concerne les dangers reliés aux éléments non-structuraux, tels les cheminées de maçonnerie, les placages de pierre, les rayonnages, etc. La cote finale (**IPS**) est sensée refléter l'écart entre le comportement du bâtiment inspecté et celui d'un bâtiment construit selon des normes récentes de conception parasismique (après 1990 en général; après 1985 pour les structures en béton). Le *Manuel* indique qu'un bâtiment obtenant une valeur d'**IPS** supérieure à 30 devrait faire l'objet d'une analyse détaillée.

Le *Manuel* est un outil qualitatif, puisqu'il n'y a pas de probabilités de dommages associées aux cotes proposées. Le résultat, l'indice de priorité sismique obtenu par le calcul des variables et indices, est le reflet du risque sismique de la structure étudiée par rapport aux autres structures de l'ensemble. Ayant été adaptée à partir d'une méthode américaine (FEMA-154, voir section 2.6.3), la procédure du *Manuel* présente

une lacune; celle d'avoir calqué les descriptions des types de structure, ainsi que les dessins explicatifs. Enfin, la valeur économique du bâti n'est pas prise en compte dans cette méthode de pointage.

### 2.6.3 FEMA-154 : procédure rapide visuelle de sélection des bâtiments au niveau du risque sismique

La première édition de ce document américain, FEMA-154 (1988), définissait les différentes cotes structurales de base **BSH** (*basic structural hazard*) à partir des **DPM** disponibles dans le rapport ATC-13, concernant 12 types de bâtiments. Ces matrices avaient été élaborées à partir de jugements experts. La plus récente version du FEMA-154 (2002.b) établit les cotes structurales pour 15 types de bâtiments, les mêmes qui sont proposés au Canada dans le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* (CNRC, 1992.a). Ces cotes sont basées sur les courbes de fragilité produites à l'aide du logiciel HAZUS®. Ces courbes caractérisent l'aléa sismique en terme d'accélération spectrale maximale, une donnée précise disponible dans le logiciel HAZUS®, qui est une source d'information complète et reconnue.

La cote **BSH** correspond à la probabilité d'effondrement pour un type de bâtiment selon la sismicité du lieu de localisation du bâtiment, caractérisée par la valeur maximale d'accélération au sol (PGA). Des modificateurs de performance **SM** modifient ensuite cette cote, par addition ou soustraction, afin d'obtenir la cote finale **S**, représentant en quelque sorte la probabilité d'effondrement du bâtiment. À l'inverse du *Manuel* du CNRC, ici c'est une cote faible qui signifie le besoin d'une étude détaillée. Aussi, le FEMA-154 ne tient compte ni des pertes sociales, ni des pertes économiques.

## 2.7 Exemples d'application

### 2.7.1 Application à la ville de Portland, États-Unis

Les travaux de McCormack et Rad (1997) sont originaux : ils combinent la méthode de pointage décrite dans la procédure d'évaluation rapide du FEMA-154 (1988) et

l'estimation du facteur de dommages. Le facteur de dommages (**DF**) est le rapport des coûts de réparation suite à un séisme, par rapport au coût de remplacement du bâtiment. Ces chercheurs ont étudié un ensemble de 30 000 bâtiments de Portland.

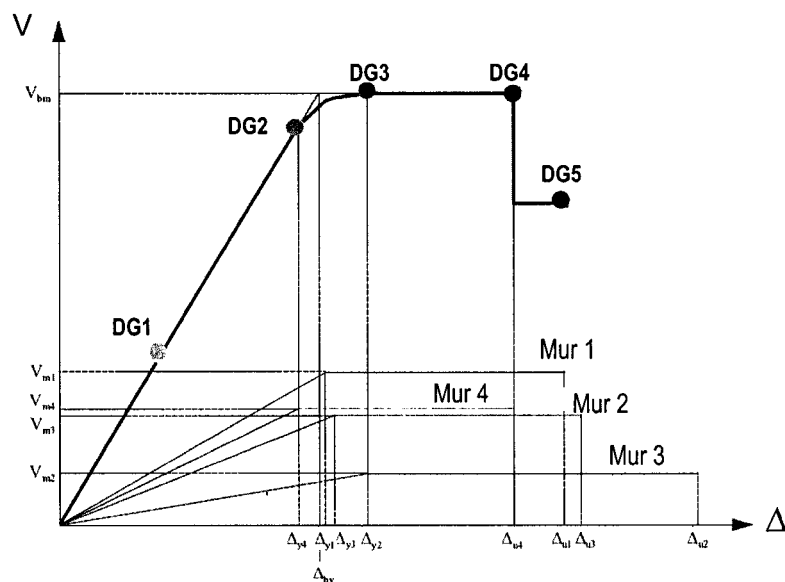
Dans cette étude est utilisée la cote structurale de base **BSH** définie dans l'ATC-21 par le négatif du logarithme en base 10 de la probabilité que le **DF** excède 60 % de la valeur des bâtiments. Le seuil de 60 % signifie en général que la structure est une perte totale, ce qui est synonyme d'un très grand potentiel d'effondrement. En modifiant la cote de base **BSH** par les facteurs de modification de la performance **SM**, la signification probabiliste de la cote **BSH** est altérée. Les auteurs proposent une méthodologie permettant de relier la cote structurale au facteur de dommages moyen. Ils ont aussi généré de nouvelles courbes de dommages intégrant les paramètres de modification de la performance et les conditions géologiques du site.

### 2.7.2 Application à la ville de Bâle, Suisse

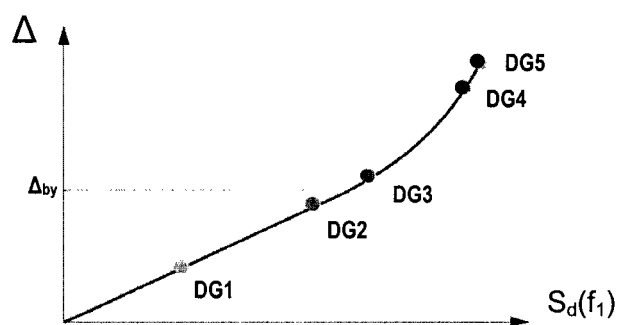
Un projet conjoint du Service de sismologie suisse et de l'Institut de génie des structures de l'École polytechnique fédérale de Zurich (ÉPFZ), réalisé en 2002, incluait l'étude de la vulnérabilité sismique du bâti résidentiel de Bâle (Lang, 2002). Un inventaire des bâtiments a été réalisé, suivi de l'étude de maisons typiques d'un îlot du secteur. L'évaluation de ces bâtiments en maçonnerie et en béton armé a été réalisée par une approche analytique incluant des calculs statiques non-linéaires. Les courbes de capacité de chacun des murs et des bâtiments complets ont été tracées (voir exemple graphique 3), par le calcul des efforts de rupture. Pour les bâtiments de maçonnerie, les ruptures dans le plan et hors du plan ont été étudiées. Lang a identifié les degrés de dommages sur les courbes de capacité des bâtiments. Ils correspondent à la séquence de rupture des murs.

En jumelant les courbes de capacité avec la demande en déplacement d'un séisme donné, on obtient la fonction de vulnérabilité de ces structures (cf. figure 9). Cela est possible en ayant posé l'hypothèse que la fréquence du modèle est égale à la fréquence du mode fondamental du bâtiment réel. La valeur du cisaillement élastique

est comparée à la capacité en cisaillement, ce qui permet de tracer la fonction de vulnérabilité selon le déplacement spectral (graphique 4). Les accélération et déplacement spectraux de la zone sismique ainsi que la demande en déplacement maximale sont alors obtenus.



Graphique 3 Courbe de capacité d'un bâtiment  
(Lang, 2002, p. 36)



Graphique 4 Fonction de vulnérabilité d'un bâtiment  
(Lang, 2002, p. 36)

La figure 10 illustre la démarche de Lang.

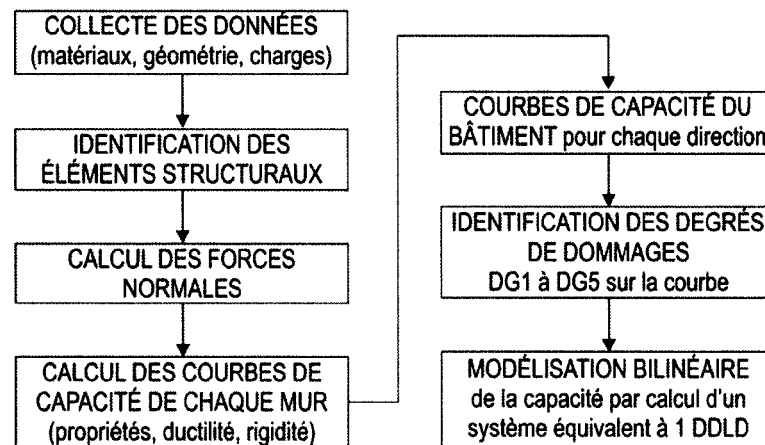
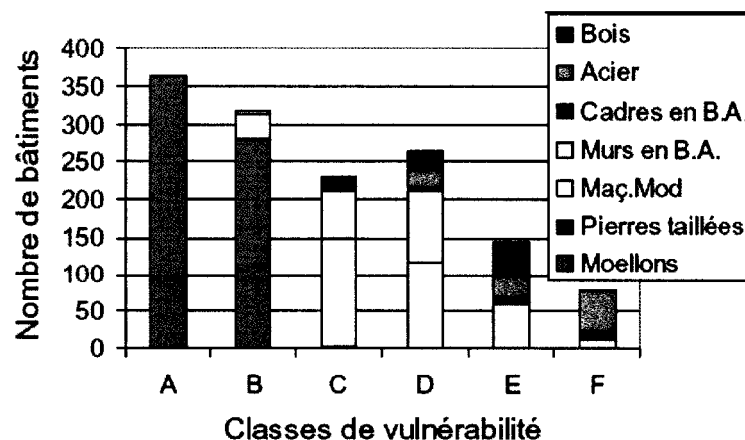


Figure 10 Procédure détaillée de l'évaluation de la vulnérabilité sismique

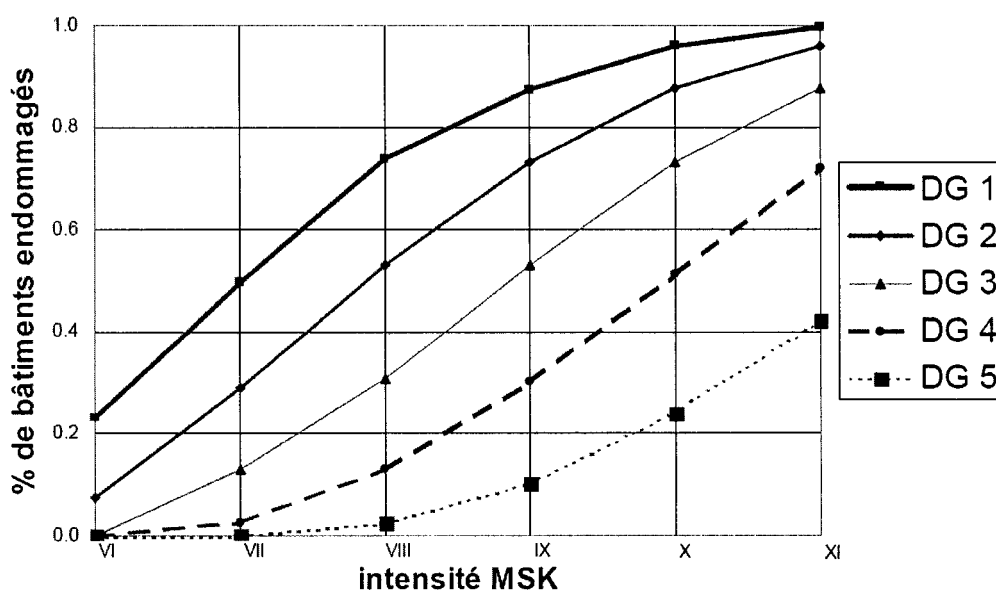
### 2.7.3 Application à la ville d'Aigle, Suisse

L'étude des bâtiments de la ville d'Aigle (Brennet et al., 2001; Pellissier et Badoux, 2003) utilise l'Échelle Macrosismique Européenne (EMS-98, voir section 1.2.3) dans un but autre que déterminer l'intensité d'une secousse sismique, après coup. En effet, cette échelle a été utilisée afin de caractériser la vulnérabilité potentielle d'un ensemble bâti. Les bâtiments de la ville ont d'abord été répartis parmi les 15 types de l'EMS-98, puis une classe de vulnérabilité a été attribuée aux bâtiments selon le type de structure, l'état, la volumétrie particulière, etc. (voir graphique 5).



Graphique 5 Répartition du bâti d'Aigle dans les classes de vulnérabilité sismiques (Brennet et al., 2001, p. 28)

Les divers degrés de dégâts de l'EMS-98 ont ensuite été attribués à chacune des classes de vulnérabilité afin de créer une matrice de dommages probables. Les courbes de fragilité pessimistes pour l'ensemble des bâtiments de la ville d'Aigle sont présentées au graphique 6. Le risque sismique a par la suite été évalué à partir des courbes de fragilité et en tenant compte de la valeur assurable des bâtiments ainsi que de l'aléa sismique régional.



Graphique 6 Courbes de fragilité associées au bâti d'Aigle  
(Brennet et al., 2001, p. 30)

En plus d'avoir utilisé des matrices de probabilité de dommages, l'approche analytique simplifiée a aussi été utilisée dans l'étude d'Aigle. Le but de ces calculs était de déterminer quelle classe de vulnérabilité attribuer aux bâtiments en déterminant quelles intensités sismiques correspondent aux degrés de dégâts définis par l'EMS-98, et ce pour des bâtiments typiques de la ville. Cinq bâtiments en maçonnerie traditionnelle, construits entre 1850 et 1920, ont été analysés selon les normes américaines FEMA-273 et FEMA-356 ainsi que la norme suisse SIA-160.

Les modes de rupture dans le plan ont été étudiés afin d'évaluer la résistance sismique dans les deux directions principales de chacun des bâtiments et ce, sous deux états

limites. Ces états sont le DG2 de l'EMS-98 (environ limite d'occupation immédiate du FEMA) et le DG5 (approximativement l'état d'effondrement). Pour chacun de ces deux états, l'accélération pouvant être reprise par les parois\* des bâtiments a été calculée. Un schéma de cette méthode est présenté à la figure 11. Ce processus de calcul sera utilisé à la section 4.8 afin d'associer des intensités sismiques à des niveaux de dégâts donnés, pour un bâtiment montréalais.

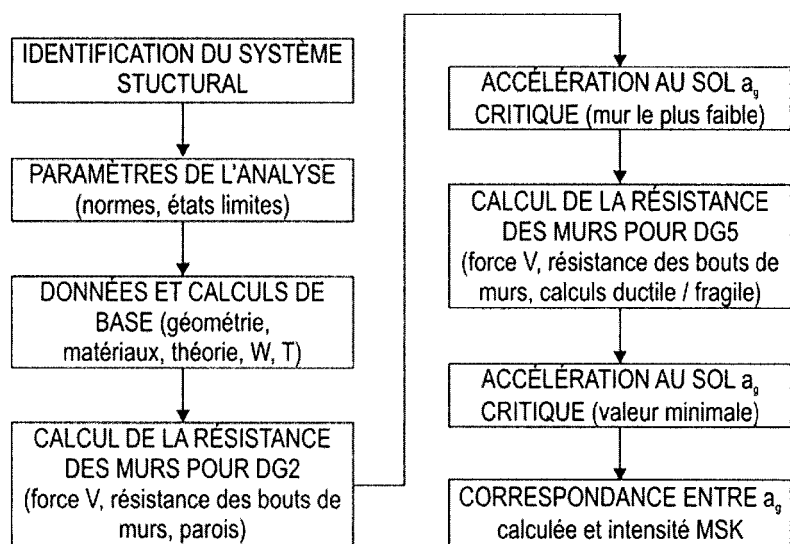


Figure 11 Approche analytique simplifiée de l'étude sur la vulnérabilité du bâti d'Aigle

## CHAPITRE 3

### INVENTAIRE D'UNE PORTION DU BÂTI DU VIEUX-MONTRÉAL

Dans le cadre de la présente recherche, un ensemble spécifique de bâtiments anciens de Montréal a été ciblé. Il s'agit des bâtiments de l'arrondissement historique du Vieux-Montréal, dont l'avantage est la grande concentration dans l'espace de bâtiments datant de différentes époques, c'est-à-dire du 17<sup>e</sup> au 21<sup>e</sup> siècle. Tout d'abord, l'environnement et l'historique du Vieux-Montréal sont décrits à la section 3.1 et les sources d'information utilisées sont présentées aux sections 3.2 et 3.3. L'évolution des techniques de construction à Montréal est ensuite tracée (section 3.4) avant de présenter l'analyse de l'inventaire aux sections 3.5 à 3.7, incluant la validation de cet échantillon par rapport au bâti total du Vieux-Montréal. La section 3.8 présente les caractéristiques, ainsi que des exemples de bâtiments typiques de l'arrondissement historique. La dernière section consiste en une comparaison détaillée des bâtiments typiques du Vieux-Montréal et des typologies du *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* (CNRC, 1992.a).

#### 3.1 Localisation et historique du Vieux-Montréal

Dans cette section, l'arrondissement historique est situé dans l'espace et dans le temps.

##### 3.1.1 Situation géographique

Le Vieux-Montréal est un secteur de la ville de Montréal constituant une portion de l'arrondissement Ville-Marie, situé en bordure du fleuve Saint-Laurent. Le Vieux-Montréal a été désigné « arrondissement historique » en 1964 par le gouvernement québécois. À l'époque, il n'englobait pas la portion entre les rues Notre-Dame et Saint-Antoine, situation qui a été corrigée en 1995, de façon à incorporer l'ancienne cité financière (le long de la rue Saint-Jacques) et le secteur administratif (autour du Champ-de-Mars).



Le secteur historique est borné par les rues McGill à l'ouest, Saint-Antoine au nord, Berri à l'est et le fleuve au sud. Cependant, la portion du Vieux-Port, comprenant plusieurs quais, hangars et silos, n'est pas incluse dans la présente recherche, ce qui signifie que le territoire étudié, couvrant environ 0,6 km<sup>2</sup>, est limité au sud par la rue de la Commune (figure 12).

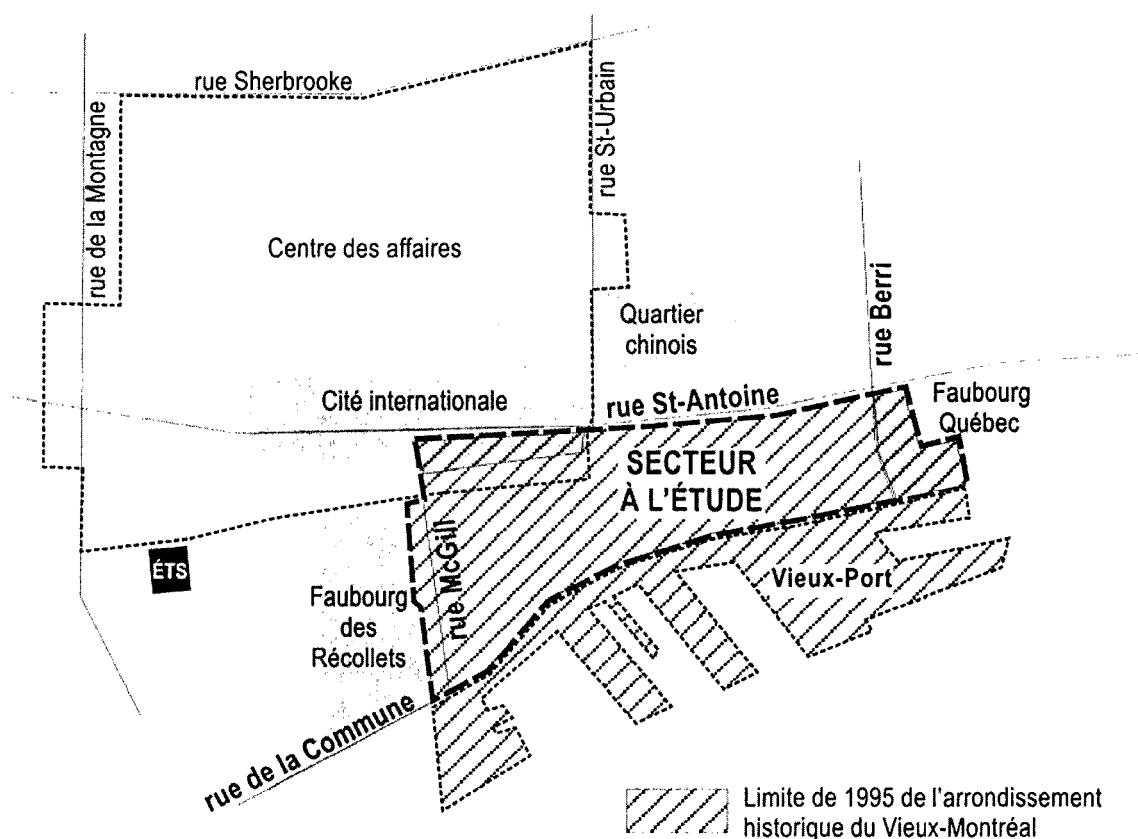


Figure 12 Le Vieux-Montréal et son environnement  
(dessin de l'auteure)

Il y a plusieurs quartiers et faubourgs qui sont situés près du Vieux-Montréal ou alors qui en font partie. À la figure 12, ces secteurs sont identifiés : les faubourgs de Québec et des Récollets, le Quartier chinois, la Cité internationale et le centre-ville. Ce centre des affaires, ainsi que la Cité Internationale, sont liés au Vieux-Montréal par la rue McGill. D'ailleurs, la portion nord-ouest du Vieux-Montréal fait partie de la Cité internationale, ce qui lui confère une dynamique particulière. La portion du Vieux-Montréal contenue dans le faubourg Québec a, quant à elle, une fonction résidentielle.

Le Vieux-Montréal est unique en Amérique du Nord puisque c'est le lieu de naissance de plusieurs institutions canadiennes : banques, écoles, parlement, hôpitaux... Aussi, le « déplacement de certaines fonctions urbaines à la fin du 19<sup>e</sup> siècle [à l'origine de] l'établissement définitif de la métropole au pied du Mont-Royal, a permis la préservation de l'ancien centre en bordure du fleuve » (Chouinard, 1993). C'est tout le contraire des villes de Boston et New York, qui ont vu disparaître leur centre ancien.

### 3.1.2 Histoire du secteur du Vieux-Montréal

Une première tentative d'établissement de colonisateurs français a lieu en 1611, dirigée par Samuel de Champlain. Ce n'est qu'en 1642 que Ville-Marie est fondée, par le Sieur Paul Chomedey de Maisonneuve ainsi que des missionnaires venus évangéliser les « Sauvages ». À la fin du 17<sup>e</sup> siècle, il y a environ 1150 habitants à Ville-Marie, qui occupent 152 maisons. La figure 13 illustre Ville-Marie à cette époque.

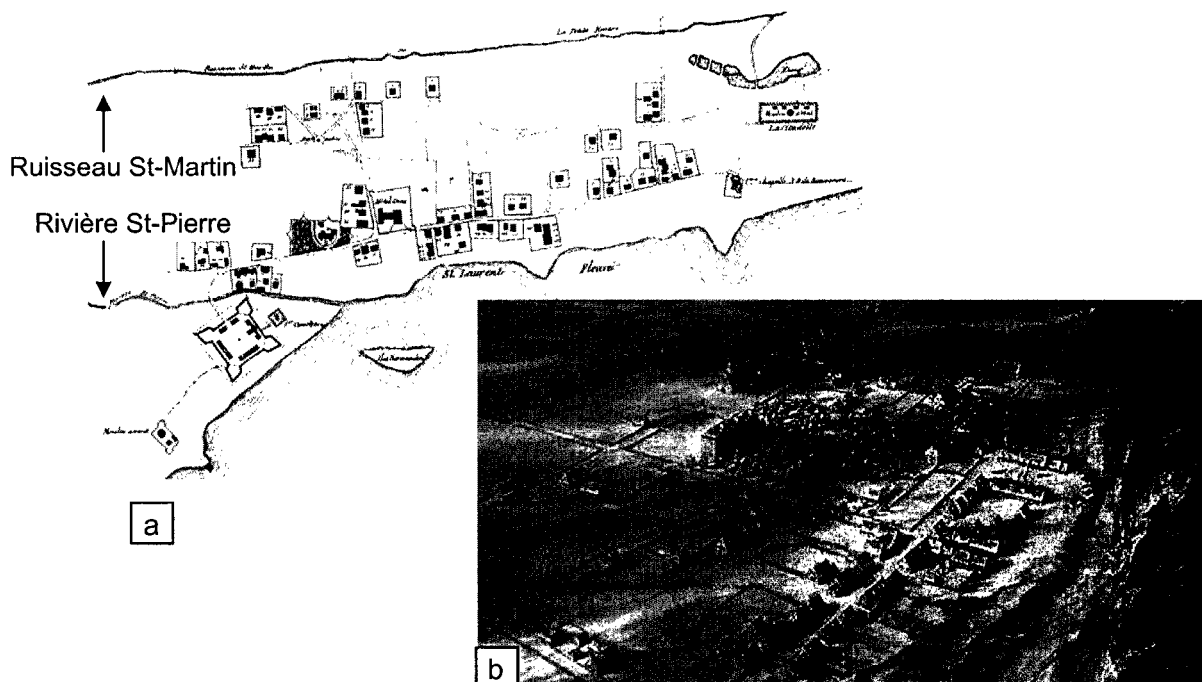


Figure 13 a) Plan de Montréal entre 1650 et 1672 et b) reconstitution de Ville-Marie en 1685 par Francis Back  
(a: Robert, 1994, p. 32) (b: Société de développement de Montréal, 2000)

À partir de 1717, la construction de remparts en pierre débute afin de remplacer les palissades de bois datant de 1689. Ces travaux durent plus de 25 ans, jusqu'en 1741, alors que 60 ans après la fin de cette construction (1801) on décide du démantèlement du mur. Cette opération dure 14 années, de 1804 à 1817. L'ancienne ville fortifiée est complètement incluse dans le secteur à l'étude. La figure 14 présente Ville-Marie en 1729, soit huit ans après le grand feu de 1721 qui a détruit 171 bâtiments, dont l'Hôtel-Dieu (Société d'Archéologie et de Numismatique de Montréal). Ce grand feu a mené à l'édiction de plusieurs règlements concernant la construction à l'intérieur des villes fortifiées du Québec (voir section 3.4.2).

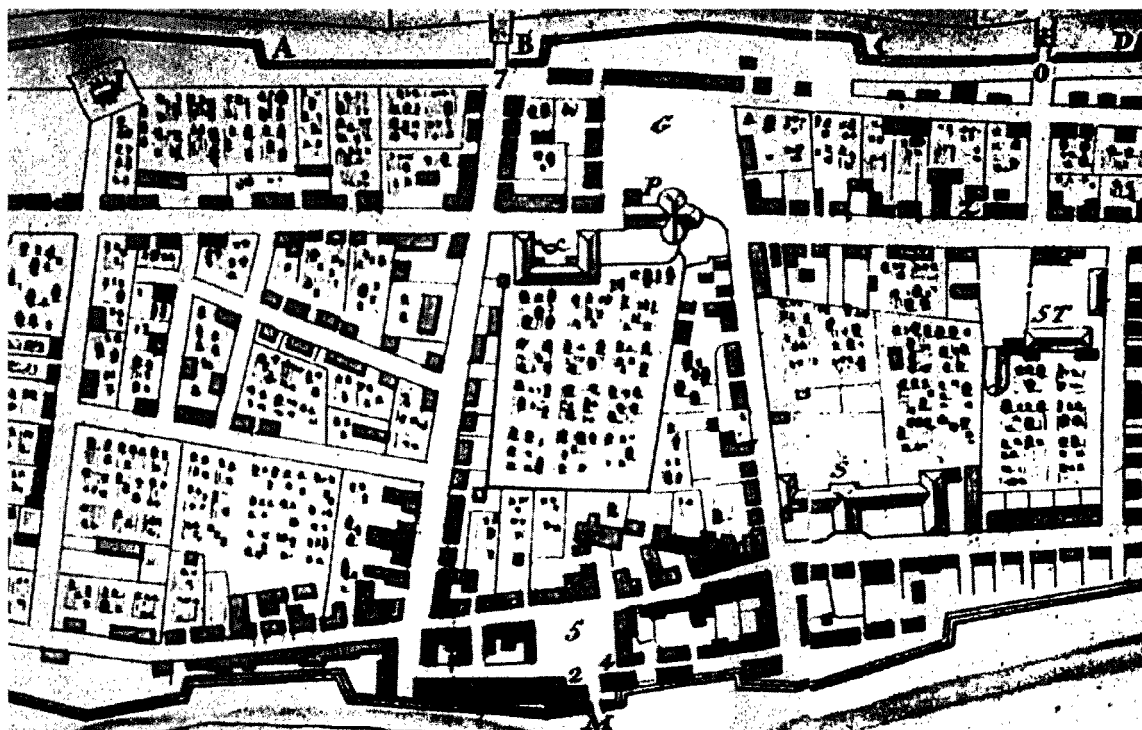


Figure 14 Détail d'un plan de Montréal, 1729, par G.-J. Chaussegros de Léry (Parcs Canada, 2001, p. 13)

Montréal connaît une très forte croissance dès la Conquête britannique en 1760, et devient le berceau de la révolution industrielle au Canada dès 1825, puis la métropole canadienne de 1880 à 1930. De plus, Montréal est la capitale du Canada-Uni de 1844 à 1849. De 1850 à 1880, une grande quantité de magasins-entrepôts sont construits,

surtout en bordure du port. Ils ont une façade ornementée visant à attirer les clients sur la rue Saint-Paul et une façade fonctionnelle sur la rue de la Commune.

À partir des années 1860, la rue Saint-Jacques est le cœur des finances au Canada. Le centre administratif est créé près du Champ-de-Mars avec l'érection de l'Hôtel de ville, près du Palais de Justice existant. Un premier gratte-ciel est construit en 1887 sur la Place d'Armes; c'est l'édifice de la *New York Life Insurance Company*. Jusque dans les années 1930, la construction d'immeubles en hauteur est intense (figure 15). Puis, c'est le krach boursier, causant le départ pour l'actuel centre-ville de nombreux commerces, industries et services financiers. Les activités du port diminuent à partir de 1959, année de l'ouverture de la Voie Maritime.

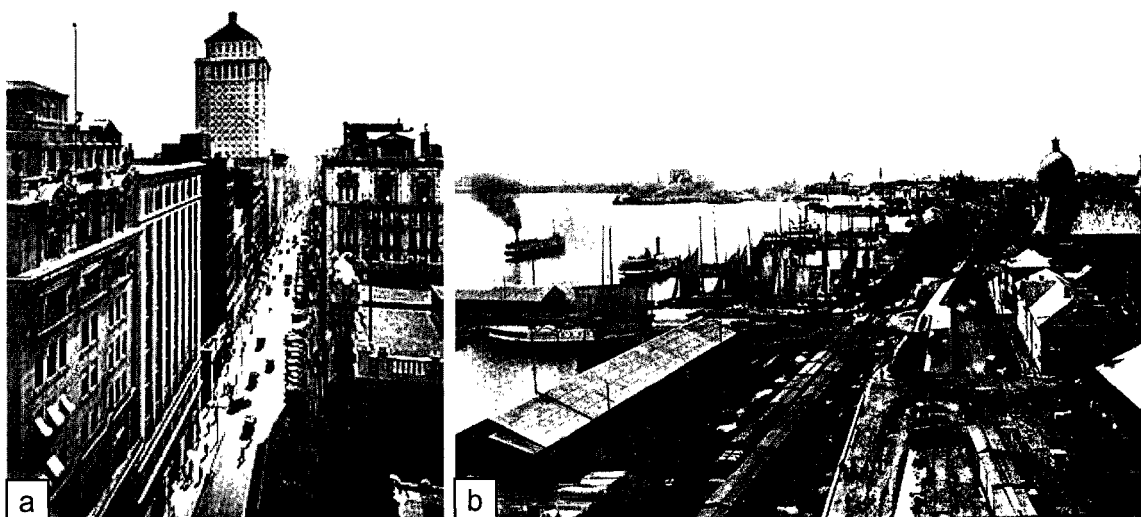


Figure 15 a) La rue Saint-Jacques en 1930. Archives de la Banque Royale et b) le Port de Montréal vu de l'ascenseur du CPR, 1938. Archives Notman (a: Société de développement de Montréal, 2000), (b: Michaud, 1991, p. 65)

Depuis le milieu du 20<sup>e</sup> siècle, de nouveaux bâtiments sont construits, entre d'anciens bâtiments ou en remplacement de certains d'entre eux, en mauvais état. À l'opposé, un mouvement qui a pris beaucoup d'ampleur depuis ses débuts modestes dans les années 1960 est le recyclage de bâtiments historiques en copropriétés divisées (*condominium*) pour usage résidentiel ou de bureaux. Ce deuxième usage est très important dans le Vieux-Montréal, correspondant à 58 % de la superficie bâtie totale, selon les données de 1995 (Ouellet et Paradis, 1998, p. 12).

Actuellement, le Vieux-Montréal est un quartier peuplé de gens aisés et de compagnies branchées. Le volet résidentiel du Vieux-Montréal redevient important, après avoir été remplacé par des commerces et des entrepôts pendant de nombreuses années. Le secteur financier existe encore, mais se fait plus discret que la cité administrative, qui comprend des points de service des trois paliers gouvernementaux. Beaucoup d'institutions muséologiques, religieuses et culturelles sont dispersées dans le secteur. Suite aux multiples efforts de la Ville de Montréal, du ministère de la Culture et des communications du Québec, de la Société de développement de Montréal et de citoyens impliqués, l'environnement et les bâtiments du Vieux-Montréal se revitalisent, tel qu'on peut le constater sur la figure 16. Un historique détaillé du Vieux-Montréal est présenté à l'annexe 5.

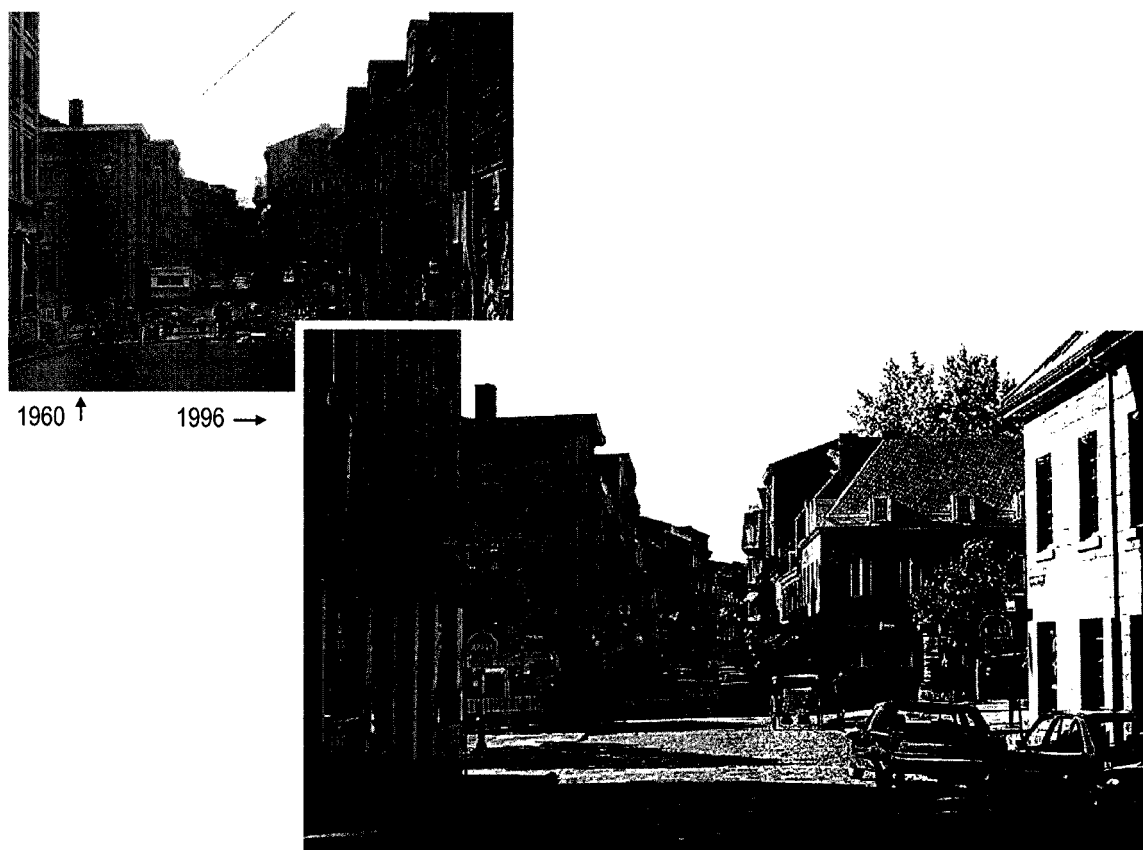


Figure 16 Vues de la rue Saint-Paul, vers la Place Jacques-Cartier, 1960 et 1996  
(Doré, 1997, p. 33)

### 3.2 Sources d'information de l'inventaire

Le Vieux-Montréal est reconnu pour sa concentration de bâtiments anciens. Par exemple, la figure 17 est une vue de la Place d'Armes bordée de bâtiments de diverses époques, soit de gauche à droite : la plus vieille banque de la ville (*Banque de Montréal*, 1845), l'*Édifice Royal Trust* (1911, neuf étages), le premier gratte-ciel de Montréal (*New York Life Insurance Company*, 1887, huit étages), le dernier gratte-ciel historique du Vieux-Montréal (*Édifice Aldred*, 1929, 22 étages), la Basilique Notre-Dame (1824) et une petite partie du plus vieux bâtiment de Montréal (Vieux Séminaire, 1684). En plus d'un relevé photographique du secteur, de nombreuses sources ont été consultées pour réaliser l'inventaire; elles sont décrites dans cette section.



Figure 17 Vue panoramique des bâtiments de la Place d'Armes  
(photo de D. Tremblay)

#### 3.2.1 Livres, sites Web et rapports consultés

Le principal ouvrage qui a servi à créer une première liste de bâtiments historiques d'intérêt, est la série de livres de Guy Pinard, intitulée *Montréal, son histoire, son architecture* (1987-1991). L'avantage des six tomes de cette série est qu'il mentionne le matériau principal utilisé pour l'érection de la structure, en plus fournir des détails constructifs. Parmi les autres publications très utiles à l'élaboration de l'inventaire, il y a le livre *Les gratte-ciel de Montréal* (Forget, 1990), qui contient beaucoup d'information sur l'évolution des structures de grande hauteur. Aussi, le livre *Mémoire de bâtisseurs du Québec : répertoire illustré de systèmes de construction du 18<sup>e</sup> siècle à nos jours* (Auger, 1998), sans être exhaustif, fournit des renseignements très détaillés sur la

structure et les détails constructifs de 33 bâtiments construits depuis le 17<sup>e</sup> siècle, parmi lesquels trois bâtiments sont situés dans le Vieux-Montréal. Le livre de Lessard et Marquis (1972), *Encyclopédie de la maison québécoise*, fournit des renseignements intéressants concernant les méthodes de construction, tout comme le livre *Les bâtisseurs du siècle* (Turgeon, 1996). Le livre *Le Vieux-Montréal - Les oeuvres du temps* (Michaud, 1991), traite, entre autres, des cités marchande, financière, résidentielle et administrative du Vieux-Montréal et aborde brièvement l'évolution des projets de construction sous différents aspects. Un dernier livre, *Montréal métropole 1880-1930*, s'est avéré d'un intérêt particulier en ce qui a trait à la réglementation dans la construction. Au niveau des revues publiées, notons la revue *Continuité* portant sur le patrimoine québécois qui a dédié un numéro entier au Vieux-Montréal, N° 72 en 1997, et un autre à l'évolution de l'habitat urbain, N° 86 en 2000. Un autre périodique, publié de 1993 à 1995, est la revue *Vieux-Montréal – En vue*, qui s'intéressait aux projets de revitalisation du Vieux-Montréal.

Au niveau des sites Web, l'incontournable est le *Site officiel du Vieux-Montréal*, créé en 1998 par la Société de développement de Montréal, en collaboration avec Culture et Communications Québec. Il renferme un très bon contenu sur l'historique du secteur et les caractéristiques architecturales des bâtiments. La caractéristique importante de ce site Web est la possibilité d'interroger sa base de données. Les paramètres de recherche sont nombreux : adresse, année de construction, nombre d'étages, fonction d'origine du bâtiment, nom de l'architecte, d'un locataire ou d'un propriétaire, présence de caractéristiques architecturales (ex. : forme de toit, matériau de recouvrement du toit, présence de coupe-feu\*, de parapet ou de fronton...). Par exemple, en interrogeant cette base de données, on apprend que 31 bâtiments du Vieux-Montréal possèdent des murs pignons coupe-feu\* et que ceux-ci étaient la plupart des bâtiments résidentiels à l'origine. Une lacune de cette base de données est qu'il n'y a aucune information sur le matériau de la structure des bâtiments.

Un autre site, récent et intéressant, est le site Web de la Maison Lamontagne (Malenfant, 2003), une maison historique de Rimouski. Cette maison comporte un pan à colombages pierrottés\*, datant de 1750, et une partie à colombages sur sole\*, érigée

en 1810. Le site Web de cette maison contient plusieurs renseignements sur les matériaux, les techniques de construction, les éléments spécifiques aux maisons urbaines de la Nouvelle-France ainsi que la conservation des maisons ancestrales.

Pour conclure avec les sources publiées consultées, il y a le rapport intitulé *La plaque tournante montréalaise : le centre ancien, le vieux port et le secteur des gares* coécrit par des experts du patrimoine en 2003 (Collins et al.), qui explique de façon globale l'évolution du secteur.

### **3.2.2 Fonds d'archives et organismes consultés**

Plusieurs organisations ont été consultées afin d'obtenir les plans de bâtiments présentant des caractéristiques structurales intéressantes. Les plans de dix bâtiments ont été obtenus auprès de la ville de Montréal, du ministère de la Culture et des Communications du Québec, de Travaux publics et services gouvernementaux Canada et de la communauté des Religieuses hospitalières de Saint-Joseph. D'autres plans sont disponibles auprès de la ville et des ministères, pour usage ultérieur.

À la Ville de Montréal, la base de données du service de l'immobilier a été interrogée, mais elle ne comprend aucune information spécifique à la structure des bâtiments. Enfin, le Rôle d'évaluation 2004 de la ville de Montréal a été consulté afin d'obtenir l'usage actuel des édifices, ainsi que la superficie de planchers.

### **3.3 Provenance des renseignements inclus dans l'inventaire**

La recherche d'information sur la structure et la construction des bâtiments du Vieux-Montréal a mené à la concrétisation d'un inventaire de 89 bâtiments construits avant 1930, présenté à l'annexe 6. Dans cet inventaire, on trouve plusieurs renseignements provenant de diverses sources, tel que présenté au Tableau IV. Les informations ont souvent été validées par une deuxième source.



**Tableau IV**  
Sources de renseignements de l'inventaire

Renseignement obtenu	Source
Année de construction	Site Web du Vieux-Montréal
Nombre d'étages	
Type de structure	Plans, livres (Pinard, Forget, etc.)
Matériau et notes constructives	
Superficie et usage	Rôle d'évaluation de la ville de Montréal

En ce qui concerne le type de structure des bâtiments de l'inventaire, il a été identifié au fil des lectures, ou posé en hypothèse à partir des informations disponibles (année de construction, photo des façades, etc.). Les différents types ont été classés parmi les 15 classes typologiques décrites dans le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* canadien (voir tableau III, page 28). Les classes typologiques présentes dans le Vieux-Montréal sont indiquées au Tableau V. Lors de l'absence de détail sur les éléments de construction, la sous-catégorie la plus pénalisante en terme de vulnérabilité sismique, a été assignée à la structure, de façon à obtenir les valeurs les plus sécuritaires possibles.

**Tableau V**  
Classes typologiques de l'échantillon

Matériaux	Sigle	Sous-catégories
Bois	OLB	Ossature légère en bois
	PPB	Poteaux et poutres en bois
Acier	OCA	Ossature contreventée en acier
	AMB	Ossature en acier avec murs de cisaillement en béton
	AMR	Ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie
Béton	BMR	Ossature en béton avec murs de remplissage en maçonnerie
Maçonnerie	MNA	Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée

(CNRC, 1992.a)

### 3.4 Évolution des techniques de construction à Montréal

Dans cette section sont abordées, de façon chronologique, les notions générales concernant la construction des bâtiments à Montréal, depuis les débuts de la colonie

jusqu'aux années 1930. Les ordonnances de construction, les règlements concernant la hauteur des bâtiments et l'apport de nouveaux matériaux sont examinés, puisqu'ils ont grandement influencé les façons de construire. Des illustrations de certaines techniques de construction et de certains types de bâtiments sont présentées.

### **3.4.1 Ville-Marie : construction à la française (1642-1685)**

Aux débuts de la Nouvelle-France, c'étaient évidemment les techniques de construction françaises importées par les colonisateurs qui avaient cours. Après quelques décennies, la colonie primitive couvrait presque entièrement le territoire actuel du Vieux-Montréal, de façon clairsemée. Le seul bâtiment du Vieux-Montréal datant de la période 1642-1685, parvenu jusqu'au 21<sup>e</sup> siècle, est le Vieux Séminaire de Saint-Sulpice. Son corps central a été érigé entre 1682 et 1685 (Marsan, 1994, p. 106). Ce bâtiment reflète l'importance des Sulpiciens, responsables de la paroisse et du développement de la ville. Comme les communautés religieuses assuraient les services de santé et d'éducation, il était normal qu'elles construisent d'imposants édifices destinés à ces usages. De cette époque, à part le Vieux Séminaire, il ne reste que des vestiges susceptibles d'être mis à jour lors de travaux d'excavation ou de fouilles archéologiques.

Pour ce qui est des maisons de ville au 17<sup>e</sup> siècle, elles ne possédaient qu'un étage, un toit très abrupt (45-55°) et étaient plutôt carrées et massives. Elles ne comportaient souvent qu'une seule pièce et formaient donc un corps de logis\* simple (figure 18.a). C'est vers 1730 que l'usage du corps de logis\* double a débuté (Malenfant, 2003). Le sous-sol, voûté, servait d'entrepôt, le rez-de-chaussée d'atelier ou magasin, l'étage de logement familial et sous les combles\* les grains étaient conservés. Les murs étaient faits de bois (pin, chêne, érable, sapin ou épinette (Morisset, 1980, p. 18) en pièce sur pièce\* ou en colombages\* (voir figure 18.b) et c).

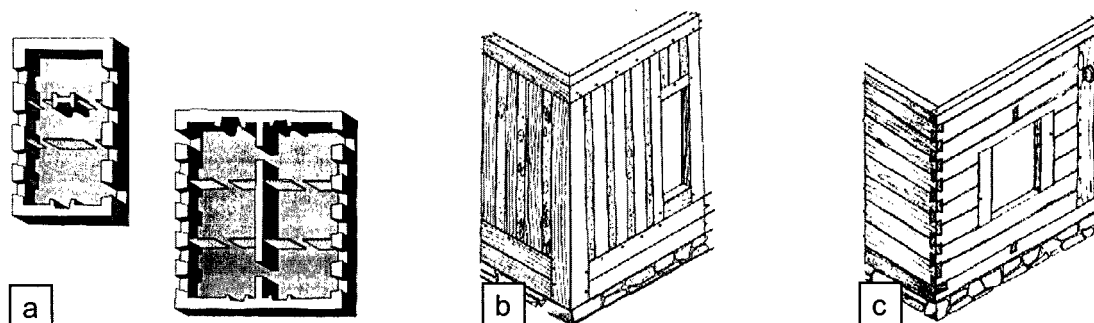


Figure 18 a) Corps de logis\* simple et double, b) mur en colombages\* et c) mur en pièce sur pièce\*  
(a: M. Dubois, tiré de Malenfant, 2003), (b, c: Lessard et Vilandré, 1974, p. 110-111)

La plupart des fondations des bâtiments, profondes de 600 à 1200 mm, étaient en pierre des champs. On trouvait aussi, parfois, des bâtiments reposant sur le sol par l'intermédiaire de gros troncs d'arbres (400 mm de diamètre). Il y avait quelques maisons en pierre de granit, calcaire ou ardoise (Morisset, 1980, p. 22), pour les familles cossues. La figure 19.a) illustre la jonction d'une charpente de toit avec un mur de maçonnerie. Enfin, les bâtiments étaient étrésillonnés\* par des murs de refend en maçonnerie et des cloisons de plein bois (Morisset, 1980, p. 22).

Les poutres soutenant les planchers étaient intégrées aux fondations de pierre et aux murs de maçonnerie. Dans certains cas, elles étaient liées à la maçonnerie par une tige de métal, avec une attache en fer forgé (esse\*), visible de l'extérieur (figure 19.b). Les sections de poutre ont diminué au fil des siècles, passant de 304 x 355 mm à 152 x 203 mm, ce qui représente une réduction de 71,4 % de la section. La composition des planchers était variable, allant de simples planches posées sur des poutres jusqu'à des assemblages plus complexes, tel que le système illustré à la figure 19.c). Les planchers usés étaient couverts d'une couche de mortier avant la pose de nouvelles planches. Le mortier jouait alors les fonctions d'isolant sonore et de coupe-feu\*.

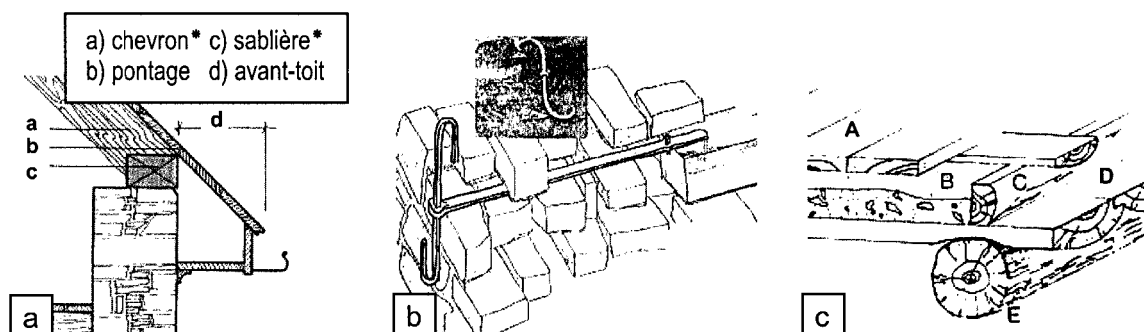


Figure 19 a) Corniche à simple soffite des maisons urbaines, b) détail d'une esse\* et c) plancher double : A-planches, B-hourdis\*, C-solives, D-madriers et E-lambourdes (a: Malenfant, 2003), (b: Auger, 1998, p. 5), (c: Laframboise, 1975, p. 134)

### 3.4.2 Ville fortifiée : incendies et ordonnances (1685-1800)

Le 18<sup>e</sup> siècle a été marqué par deux importantes ordonnances, suite au grand incendie de Montréal en 1721, au cours duquel 171 bâtiments ont été incendiés (Société d'Archéologie et de Numismatique de Montréal). Les nouvelles constructions devaient se conformer à *l'ordonnance pour la reconstruction des maisons en matériaux incombustibles et pour d'autres fins* (08.07.1721) ainsi qu'à *l'ordonnance portant Règlement pour la construction des maisons en matériaux incombustibles dans les Villes de la Colonie* (07.06.1727). Ces règlements incitatifs avaient pour but d'éviter que des incendies désastreux démolissent à nouveau des quartiers entiers. Il est intéressant de noter que l'ordonnance de 1727 a été émise suite à l'incendie meurtrier du palais de l'intendant de Montréal en 1726 (Malenfant, 2003).

Parmi les changements ordonnés à cette époque, il était défendu de construire en bois (colombages\*, pièce sur pièce\* et autres), même couvert de chaux, et ce dès qu'il y avait de la pierre raisonnablement disponible pour la construction. Le fait que la pierre soit aussi présente que le bois au pays a aidé à modifier les habitudes des constructeurs. L'épaisseur des murs de pierre variait de 600 à 750 mm. Au niveau du toit, il était interdit de construire de grosses charpentes « à la française », composées de 15 à 30 fermes, en raison de la trop grande masse combustible que cela impliquait (voir figure 20). Les toits à la mansarde\* étaient aussi bannis, puisque la quantité de

bois utilisée constituait une trop grande masse combustible. On a plutôt ordonné de construire des charpentes « à pannes\* » (voir figure 21) comprenant seulement 5 à 8 fermes (Lessard et Marquis, 1972, p. 504). Enfin, le carrelage du grenier était prescrit afin de diminuer la transmission du feu entre le rez-de-chaussée et le grenier.

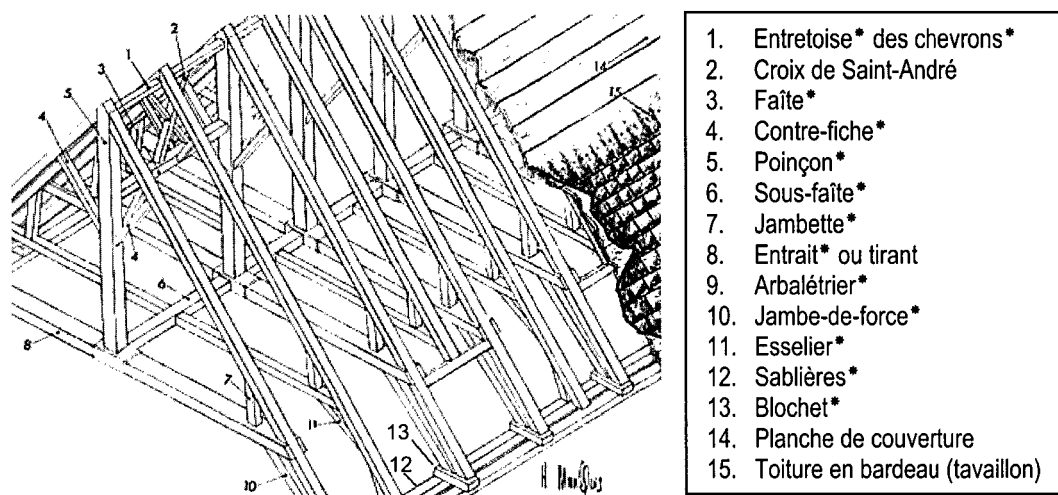


Figure 20 Grosse charpente de la ferme St-Gabriel (Lessard et Marquis, 1972, p. 97)

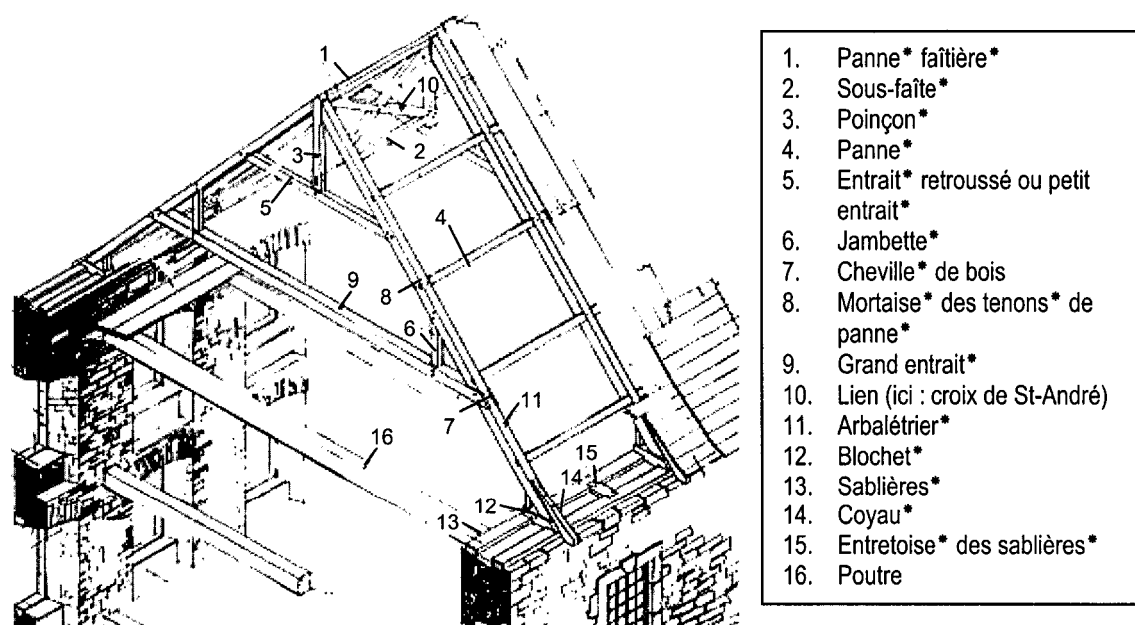


Figure 21 Charpente « à pannes\* » (Lessard et Marquis, 1972, p. 212)

À Montréal, il y a eu un changement significatif suite aux ordonnances. Selon Léonidoff (1982), il y avait 64,4 % des maisons construites en bois entre 1660 et 1727, comparativement à 48,5 % entre 1728 et 1760. Il y a très peu de constructions qui subsistent de l'époque du régime français. Aussi, celles qui sont attribués à cette période ne le sont pas de façon certaine. Par exemple, l'ancien Hôpital Général des Sœurs Grises daterait de 1692, selon certaines sources. Cependant, selon d'autres recherches, il n'y aurait qu'un pan de mur datant du 17<sup>e</sup> siècle et le reste du bâtiment aurait été reconstruit suite à un incendie, en 1765 (Marsan, 1994, p. 105).

### **3.4.3 Ville fortifiée : exemples de construction (1685-1800)**

En 1723, le Vieux Séminaire a été agrandi. La construction de l'aile ouest du Vieux Séminaire de Saint-Sulpice a été effectuée selon les techniques de construction françaises. Cette aile a les caractéristiques suivantes : « caves voûtées, murs porteurs en massif de pierre, appui des planchers sur des poutres en portée simple, charpente de toit composée de fermes et de chevrons\* volants » (Auger, 1998, p. 2), toutes des données structurales intéressantes. Les murs extérieurs en maçonnerie sont des murs comprenant deux épaisseurs, réunies par des boutisses\*, dont l'intérieur est rempli de pierraille noyée dans un mortier de chaux. Quelques poutres sont encastrées dans la maçonnerie des murs extérieurs et des esser\* solidifient ces assemblages. Comme les poutres avaient une longueur assez limitée en ces débuts de la construction en Nouvelle-France, les bâtiments institutionnels ont naturellement adopté les plans en « H » et en « U », les salles étant disposées le long d'un couloir longeant le mur extérieur. Ces grands bâtiments ressemblent donc aux résidences du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal, qui sont « peu profondes, étirées en longueur face à la rue et occupant de grandes parcelles » (Auger, 1998, p. 2). Une isométrie de cette aile du Vieux Séminaire, dont les techniques de construction sont typiques des 17<sup>e</sup> et 18<sup>e</sup> siècles à Montréal, est présentée à la figure 22.a).

Le seul exemple de maison à structure entièrement en bois conservé à Montréal depuis 1749 est situé dans la portion autrefois appelée Faubourg Saint-Louis, au nord-est de l'arrondissement historique. Les murs de cette maison, qui porte le nom de Brossard-

Gauvin (figure 22.b), ont été érigés en pièce sur pièce\* (voir figure 18.c), ce qui était toujours permis dans les faubourgs. En effet, les ordonnances ne concernaient que les constructions sises à l'intérieur des villes fortifiées.

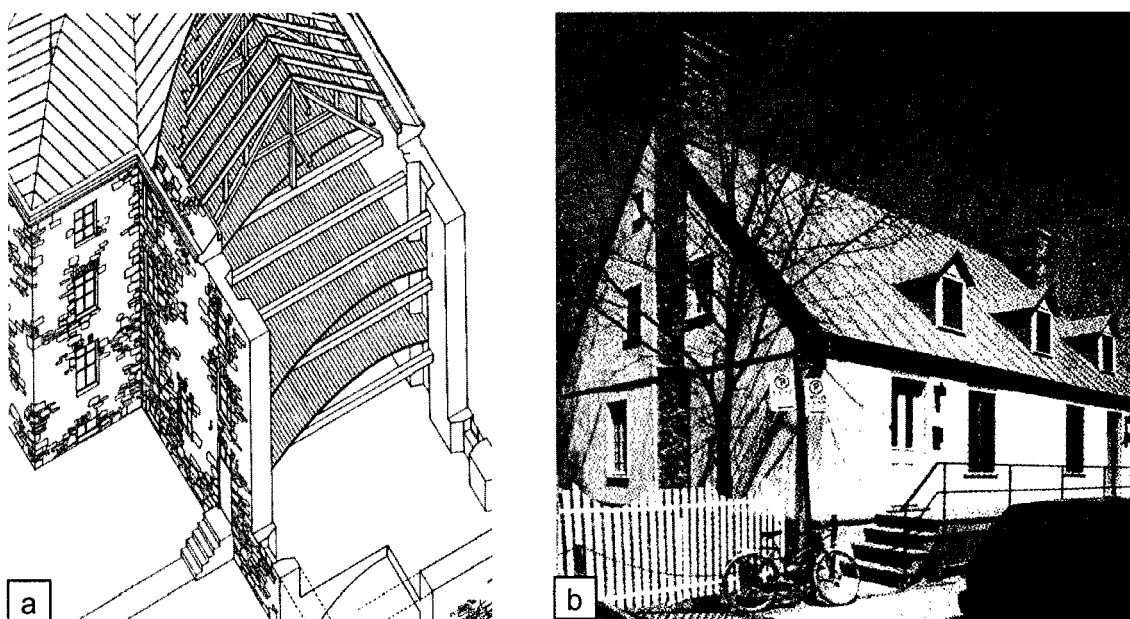


Figure 22 a) Isométrie de l'aile ouest du Vieux Séminaire de Saint-Sulpice, 1723 et b) Maison Brossard-Gauvin, 1749  
(a: Auger, 1998, p. 3), (b: Rémillard et Merrett, 1990, p. 24)

Un bâtiment dont l'année de construction est certaine est le Château de Ramezay. Il a été originalement construit en 1705, pour le onzième gouverneur de la colonie : Claude de Ramezay (voir figure 23.a). Cette maison, bien qu'isolée depuis bientôt trois siècles, est flanquée de murs coupe-feu\* importants. Le coupe-feu\* est la partie d'un mur pignon dépassant du niveau de la toiture et se prolongeant par des corbeaux\* de pierre de taille, de façon à limiter la propagation des incendies aux bâtiments mitoyens. Une caractéristique du Château, prévenant la propagation d'un incendie de l'étage au rez-de-chaussée, est la construction du plancher de l'étage en grosses poutres de cèdre jointes couvertes d'un dallage. Le Château a été reconstruit et agrandi en 1756, pour la *Compagnie des Indes occidentales*, propriétaire de l'édifice à partir de 1745. Ses dimensions sont passées de 18,3 x 11,6 m à 29,9 x 15,2 m (Boa et al., 1984, p. 16). Ces nouvelles dimensions ont été conservées, de même que les différents niveaux :

caves voûtées, rez-de-chaussée et grenier. Les arcs en plein cintre\* des voûtes forment une solide fondation au bâtiment et se conforment à une ordonnance prônant la construction de caves profondes dans le but de diminuer les risques de pourriture des éléments de structure en bois. À une certaine époque, les murs ont été crépis\* à la chaux au-dedans comme au dehors. Cependant, la pierre calcaire de Montréal, beaucoup plus dure et moins poreuse que la pierre de Québec ne nécessitait pas cette protection. Des esses\* sont visibles sur les murs longitudinaux.



Figure 23 a) Château Ramezay, 1705 / 1756 et b) Maison du Calvet, 1725 / 1770  
(a: Lauzon, 1997, p. 18), (b: Lessard et Vilandré, 1974, p. 513)

Comme cela a déjà été mentionné, les techniques de construction françaises n'ont pas été abandonnées le jour de la Conquête anglaise! En fait, les constructeurs francophones n'avaient plus de contact avec la France et l'immigration anglaise était très faible au 18<sup>e</sup> siècle. C'est pourquoi ces constructeurs ont perpétué jusqu'au 19<sup>e</sup> siècle les techniques de construction d'origine française adaptées depuis un peu plus d'un siècle au climat québécois. En ce qui concerne la construction des habitations, les murs étaient toujours construits en moellons et les murs coupe-feu\* étaient toujours à l'honneur, de même que les souches de cheminées imposantes.

La Maison du Calvet est un bâtiment dont l'année de la construction originale est 1725, mais qui a été augmentée en hauteur en 1770 (voir figure 23.b). Elle est tout à fait représentative des habitations de la ville fortifiée bâties suite à la Conquête anglaise, dans l'esprit français. Ses murs très épais sont en pierre brute. Aussi, ses murs coupe-feu\* sont tous deux imposants, même si celui à l'ouest n'a pas d'utilité – même phénomène que le Château de Ramezay. La charpente de toit « à pannes\* » est



supportée par les murs de façade (voir figure 19.a). Les planchers reposent sur des solives et des poutres de bois qui sont supportées par les murs de maçonnerie ainsi que par le poteau central en bois. Des esses\* sont visibles à l'extérieur, ce qui indique que les poutres sont ancrées dans les murs de maçonnerie. La Maison du Calvet a été restaurée par les magasins Ogilvy en 1966 et on y trouve aujourd'hui un hôtel.

#### 3.4.4 Centre bourgeois : architecture néo-classique (1800-1850)

Une maison datant du début du 19<sup>e</sup> siècle et qui illustre bien la transition de l'architecture française vers l'architecture néo-classique anglaise est la Maison Malard sur la place Jacques-Cartier (voir figure 24.a). Elle est l'une des premières dont la pierre a été taillée avec des outils importés d'Angleterre. Cette maison a été restaurée.

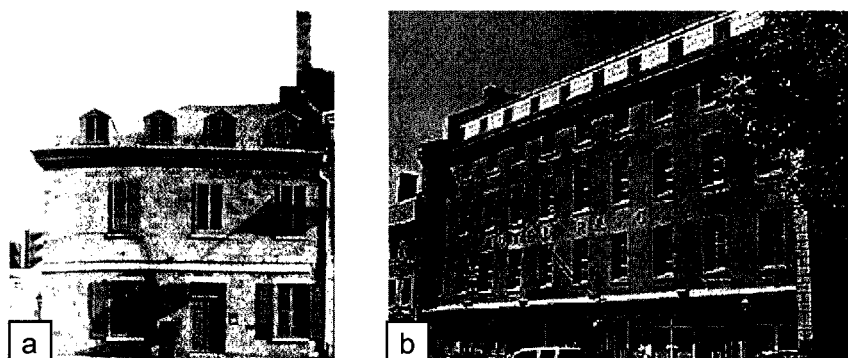


Figure 24 a) Maison Antoine Malard, 1810 et b) Hôtel Rasco, 1834  
(a: Rémillard et Merrett, 1990, p. 31), (b: Société de développement de Montréal, 2000)

L'Hôtel Rasco, 1834, est le plus ancien spécimen du domaine hôtelier à Montréal (voir figure 24.b). Il abrite aujourd'hui des services gouvernementaux. Cet hôtel possède des murs coupe-feu\* originaux : ils sont en saillie sur toute la hauteur de l'édifice. Aussi, les toitures à la mansarde\* étant toujours interdits, des lucarnes attachées permettent d'utiliser les combles\* comme espace supplémentaire.



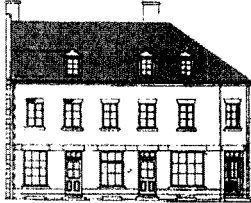





Malgré ce nouveau genre de bâtiment, de style classique, les maisons continuent à être construites à la française, avec d'épais murs coupe-feu\*, un toit à deux versants\* et des lucarnes, nécessaires à l'aération et l'éclairage des étages mitoyens. La charpente

du toit est en général à pannes\* (voir figure 21), reproduisant les toitures des maisons rurales, en étant plus développées puisque les maisons sont plus profondes à la ville (Malenfant, 2003). Les fermes comportent donc deux entrails\* (faux et retroussé) et des pièces secondaires rigidifiant la structure : sous-arbalétriers\*, jambettes\*, contre-fiches\*...

Le « plex » est un type de bâtiments qui a été largement construit à partir des années 1700 dans le Vieux-Québec, et au début du 19<sup>e</sup> siècle dans le Vieux-Montréal. Il y a plusieurs sortes de « plex », ce suffixe signifiant « nombre de logements compris dans un même bâtiment ». Le préfixe définit le nombre de logements, soit duplex (2 logements), triplex (3) et quatreplex ou quadruplex (4), tel que défini au Tableau VI.

Tableau VI

Exemples de « plex » selon le nombre de logements et le caractère du bâtiment

	Unifamiliale	Duplex	Triplex	Quatreplex / quadruplex
Caractère modeste				
Caractère bourgeois				

(Dufaux, 2000, p. 27)

Notons au passage que ce type d'habitation ne s'inspire ni des immeubles parisiens, ni des maisons en rangée d'Angleterre – les deux pays colonisateurs – ni même des appartements bostonnais ou new-yorkais (Dufaux, 2000). C'est plutôt un modèle qui a été créé ici, la densification du tissu urbain étant à l'origine de la construction de ces « plex ». Les portes en façade révèlent l'organisation des logements, puisque chaque

locataire avait un accès à l'extérieur. Pour ce qui est des logements eux-mêmes, ils possédaient souvent des pièces sur plusieurs niveaux et leur surface était donc comparable à celle des maisons unifamiliales. Ces bâtiments comportent généralement des murs porteurs en maçonnerie et une charpente intérieure en bois.

En ce début de siècle, des entrepôts sont érigés peu à peu dans le Vieux-Montréal, phénomène qui s'est accentué après 1850. L'entrepôt Gillespie, datant de 1841, a été édifié au 211, rue de la commune (voir figure 25.a) et b).

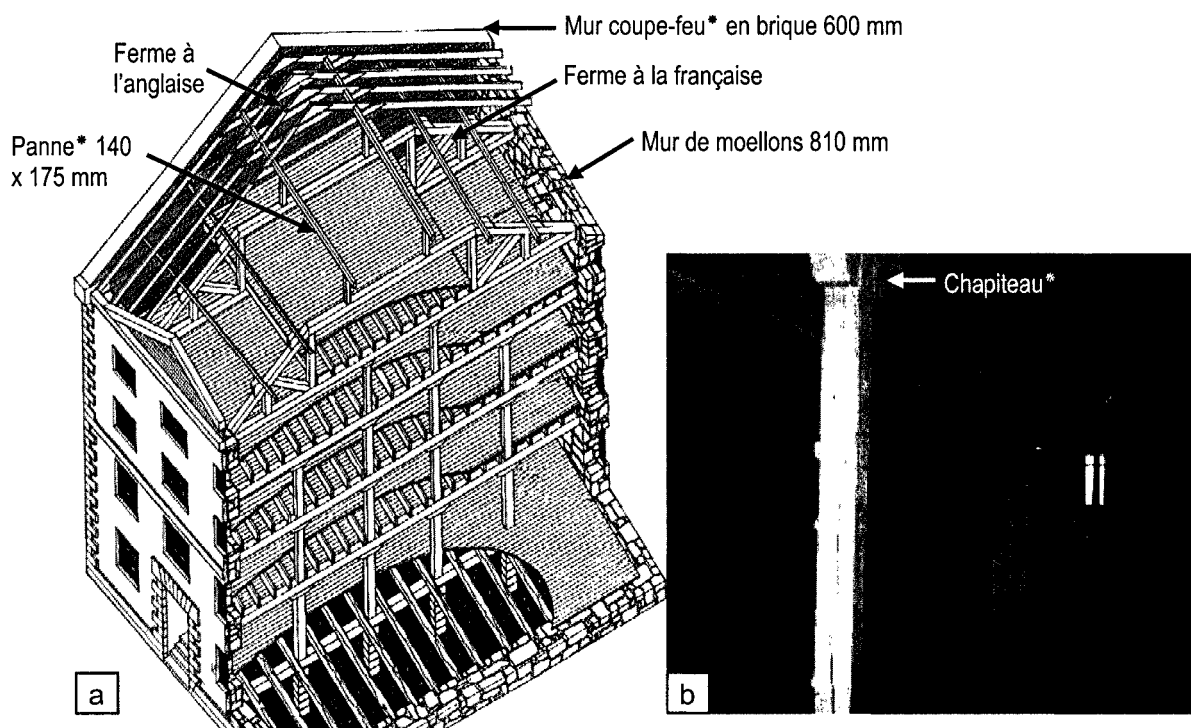


Figure 25 a) Structure de l'entrepôt Gillespie, 1841 et b) jonction poutre – colonne (Auger, 1998, p. 23 et 25)

Sa structure est un système à poutres, colonnes, chapiteaux\* et solives en bois. Les dimensions des éléments sont les suivantes : colonnes variant de 290 x 290 mm à 290 x 340 mm; poutres de 250 x 280 mm et solives variant de 100 x 305 à 125 x 355 mm (Auger, 1998, p. 23). C'est une très bonne illustration du système de construction le plus répandu à l'époque des premiers magasins-entrepôts québécois. La charpente du toit est intéressante, puisqu'elle se compose de deux fermes superposées. La ferme

du type « à l'anglaise » est la ferme supérieure (chevrons\* et entrain\* rehaussé) et la ferme « à la française » est celle du bas. Pour ce qui est du plancher du rez-de-chaussée, il est composé de poutres non équarries, s'appuyant sur le mur de fondations en moellons, et de madriers de 75 mm. Une stratégie structurale nouvelle a été adoptée pour ce bâtiment, soit le renversement du sens des éléments, les solives s'appuyant sur les murs mitoyens au lieu des façades. Les poutres sont donc perpendiculaires à la rue et disposées entre les fenêtres.

### **3.4.5 Apport de la révolution industrielle (1850-1880)**

Les constructions de cinq à sept étages étaient courantes durant cette période, grâce à de nouveaux matériaux de construction : le fer, la fonte et l'acier. Ils ont été utilisés à leur début afin de servir de support intermédiaire entre les murs porteurs et ainsi couvrir des portées plus grandes. Cependant, ils n'étaient que des substituts à cette période : on ne les exhibait pas, mais on les cachait à l'intérieur de gros piliers (Morisset, 1980, p. 100). Les expérimentations de nouveaux matériaux occasionnent parfois des surprises. C'est le cas de la découverte de la vulnérabilité au feu de l'acier, et plus particulièrement de la fonte, lors de l'incendie de Chicago en 1871 (Forget, 1990). Le béton armé a aussi été inventé durant cette période, en 1867, par un jardinier français, Joseph Monier.

À cette époque, la vocation de l'actuel Vieux-Montréal a changé : des quadrilatères résidentiels ont été remplacés par des bâtiments servant de commerces, d'entrepôts, d'industries et de marchés. Le style architectural correspondant à cette période était le protorationalisme\*, correspondant aux balbutiements d'une architecture de structure apparente (Rémillard et Merrett, 1990, p. 62). Les façades de ce genre de bâtiment sont fonctionnelles : ossature de pierre et grande fenestration permettant un éclairage naturel optimal. On remarque aussi qu'elles sont ornementées sur la rue commerciale, afin d'impressionner les clients et qu'elles sont sobres sur la rue d'approvisionnement (voir figure 26). La structure de ces édifices est formée de poutres et colonnes de bois ou de fonte, permettant la flexibilité de l'aménagement intérieur. L'approche

rationaliste, où la forme exprime la fonction, a été en vigueur pendant de nombreuses décennies (Collins et al., 2003, p. 14).

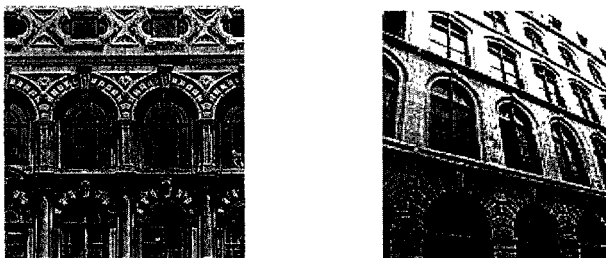


Figure 26 *Édifice Caverhill*, 1865 : façade ornementée rue Saint-Pierre et façade sobre rue Saint-Alexis  
(Photos : Pierre McCann, La Presse et Ville de Montréal, 2001)

Un des grands ensembles de magasins-entrepôts est celui des Religieuses hospitalières de Saint-Joseph. L'ensemble a été érigé entre 1860 et 1888, à la suite du départ de cette congrégation du Vieux-Montréal pour s'établir au pied du Mont-Royal, sous les recommandations de M<sup>gr</sup> Bourget. Il comprend quatre blocs de quatre à sept étages, dans lesquels sont répartis 33 magasins (figure 27.a). Le but de cette construction était de rentabiliser les terrains de la communauté, couvrant 43 435 m<sup>2</sup>, par la construction d'un grand nombre d'espaces locatifs pouvant être utilisés pour la vente, la fabrication et l'entreposage (Pinard, 1987-1991, t. 4, p. 264). Par exemple, six magasins, connus sous le nom de *Caserne Victoria*, ont hébergé des troupes anglaises pendant la guerre de Sécession, tandis que le fabricant de biscuits *M. Christie* a déjà été locataire. La figure 27.b) montre le bloc 2, qui conserve son aspect d'origine.

La structure des entrepôts des Religieuses hospitalières consiste en des poteaux de bois, de fonte ou d'acier, selon les bâtiments et les étages, ainsi que des poutres et des poutrelles en bois (voir figure 28). Ce système reprend les charges verticales de tous les planchers et porte dans une seule direction; les murs d'extrémité en maçonnerie supportent les charges gravitaires des travées d'extrémité. Il est surprenant que ces murs d'extrémité aient une grande fenestration (figure 27.b). Cette solution constructive a tout de même résisté jusqu'au 20<sup>e</sup> siècle alors que les murs d'extrémité ont été renforcés de poteaux d'acier lors du recyclage du bâtiment.

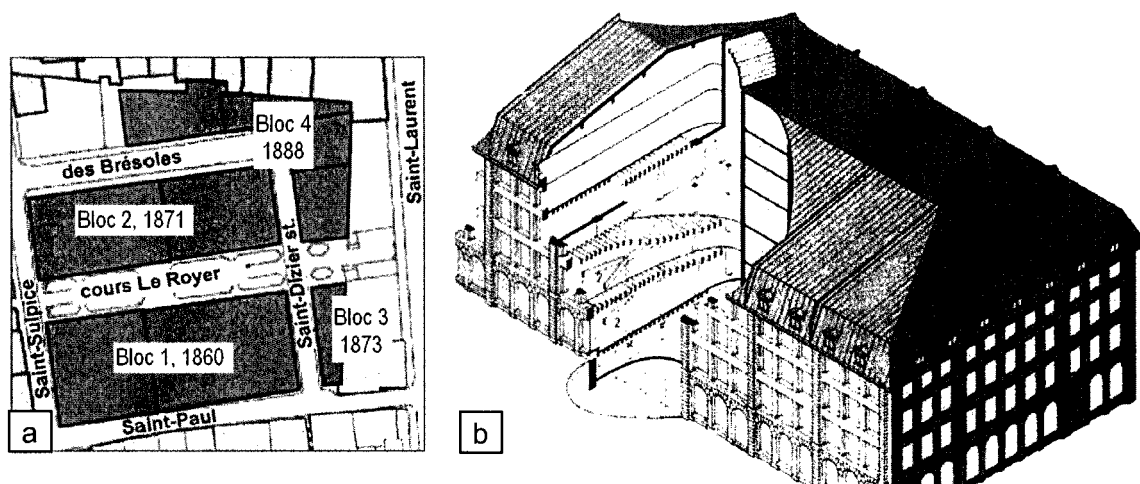


Figure 27 a) Localisation des quatre blocs de l'ensemble des magasins-entrepôts des Religieuses hospitalières et b) isométrie du bloc 2 (a: dessin de l'auteure), (b: Michaud, 1991, p. 45)

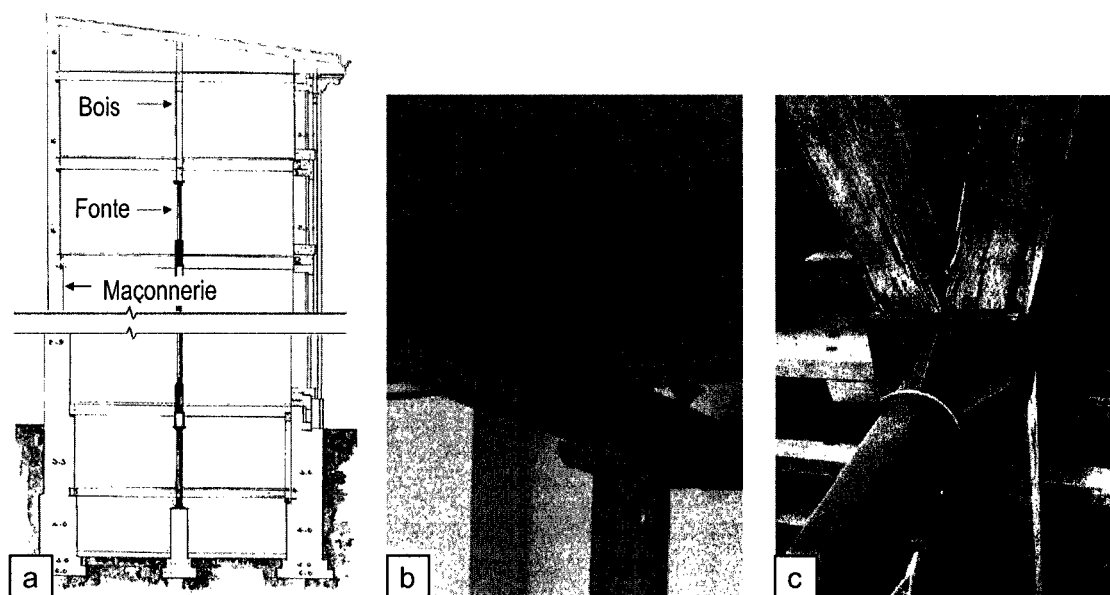


Figure 28 a) Coupe transversale, bloc 3, b) Assemblage d'éléments en bois et c) jonction sur un poteau de fonte d'une poutre en Y et d'une poutre simple (a: adapté de Mesnard, 1873), (b et c : Ministère de l'habitation et de la protection du consommateur, 1983, p. 66-67)

À toutes les deux travées structurales (3,5 m chacune), il y a un mur coupe-feu\* en brique, qui sert à isoler les différents occupants, en plus de rigidifier la construction.

Les travées des fenêtres ne correspondent pas à celles de la structure, trois fenêtres éclairant deux travées structurales. Cela explique la présence de poutres en « Y » transférant la charge des poteaux centraux des magasins aux éléments verticaux de l'ossature extérieure, de chaque côté de la fenêtre centrale des magasins (voir figure 28.c). Aussi, la « réduction de la hauteur des étages et de la surface des fenêtres met en valeur la perspective verticale » (Pinard, 1987-1991, t. 4, p. 268). Certains bâtiments de l'ensemble ont été modifiés, pensons à la transformation de toits à la mansarde\* en toit plat grâce à l'invention du goudron en 1880 et à l'ajout d'étages grâce à l'invention de l'ascenseur en 1870 (Michaud, 1991, p. 44).

Il y aurait, à l'heure actuelle, plus de 200 magasins-entrepôts dans l'arrondissement historique, datant de la fin du 19<sup>e</sup> siècle. Ce sont autant de témoins de l'époque où Montréal était le grand centre de distribution et de production canadien (chaussures, produits chimiques, vêtements...). L'ensemble des entrepôts des Religieuses hospitalières, recyclés au cours des années 1970 en bureaux, magasins et condominiums, est nommé *Cours le Royer*. Il constitue une première expérience concluante de ce genre dans le Vieux-Montréal, qui été suivie de nombreux autres recyclages (ex : *Cours Saint-Pierre*). Entrant en conflit avec les règlements de construction, ces projets ont pu être réalisés grâce à l'assouplissement des normes constructives par le gouvernement (Ministère de l'habitation et de la protection du consommateur, 1983, p. 64).

#### **3.4.6 Montréal métropole : émergence des gratte-ciel (1880-1930)**

Les constructeurs québécois de la fin du 19<sup>e</sup> siècle n'étaient pas vraiment populaires pour les grands projets. Ce sont les architectes américains ou anglais qui construisaient ici, utilisant leurs techniques constructives et leurs modèles architecturaux (Turgeon, 1996, p. 24). C'est aussi une époque où les ingénieurs n'étaient pas vraiment écoutés, même lorsqu'il s'agissait de conseils visant à éviter de graves erreurs. Plusieurs événements marquant l'évolution de la construction à Montréal, entre 1870 et 1930, sont indiqués sur l'échelle de temps de la figure 29.

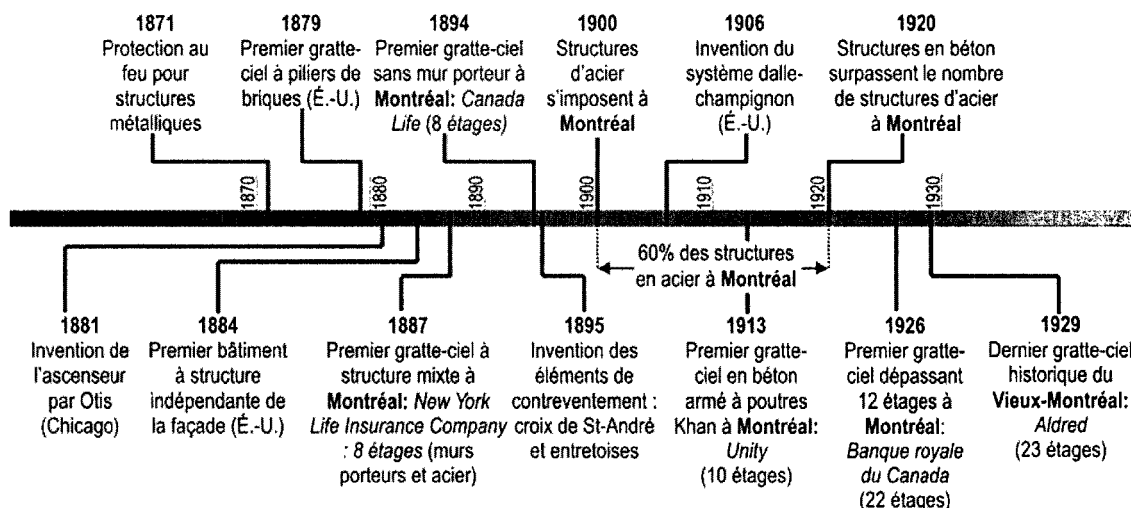


Figure 29 Événements du domaine de la construction à Montréal et aux É.-U. (dessin de l'auteure)

Le fait que les Américains importaient leurs techniques, sans les adapter au climat et au sol de Montréal, a causé quelques effondrements. C'est ainsi que la structure de six étages de la *Montreal Street Railway Company* s'est écroulée vers 1895, pendant son érection, tout comme la structure du bâtiment du YMCA (Vanlaethem, 1998, p. 89).

Selon la définition généralement acceptée, les premiers gratte-ciel étaient des bâtiments d'au moins huit étages avec une structure de poteaux et de poutres supportant le poids des étages, ainsi que des murs extérieurs acheminant ces charges aux fondations. À Montréal, le premier gratte-ciel employant de l'acier dans sa construction a été le bâtiment de la *New York Life Insurance Company*, construit en 1887, d'une hauteur de huit étages. Sa structure mixte se compose d'acier pour les planchers et le toit, alors que la structure verticale demeure en maçonnerie porteuse (Forget, 1990). C'est en 1894 que le premier gratte-ciel à structure porteuse en acier a été érigé à Montréal; c'est l'*Édifice Canada Life*, haut de huit étages.

Les structures d'acier ont connu une grande popularité au début du 20<sup>e</sup> siècle, dû à la possibilité qu'elles offrent de construire très haut, ce qui aurait été impossible avec de la maçonnerie porteuse, puisque les murs à la base du bâtiment auraient été trop épais. Aussi, ces structures dégagent beaucoup d'espace à l'intérieur puisqu'il n'y a



pas de cloisons porteuses. Finalement, elles s'érigent en peu de temps, à l'aide de rivets. Depuis 1920, la soudure est employée afin d'assembler les éléments des structures métalliques (Turgeon, 1996, p. 52). Les soudures sont des assemblages plus rigides que des rivets.

L'inconvénient majeur des structures métalliques est leur vulnérabilité aux incendies, l'acier se tordant et fondant lorsque soumis à un feu intense. C'est ce qui a amené les constructeurs à couvrir l'acier de béton, brique ou tuile de terra-cotta. Cependant, ces matériaux ajoutaient du poids à une structure qui se voulait légère et augmentait le temps de construction (Forget, 1990). La plupart des structures d'acier du début du siècle ont des planchers en béton armé. Enfin, les premiers gratte-ciel en acier souffraient d'instabilité, ce qui a mené à l'ajout de contreventements, tels les croix de Saint-André. Un schéma d'une construction typique à structure d'acier du début du 20<sup>e</sup> siècle est présenté à la figure 30.

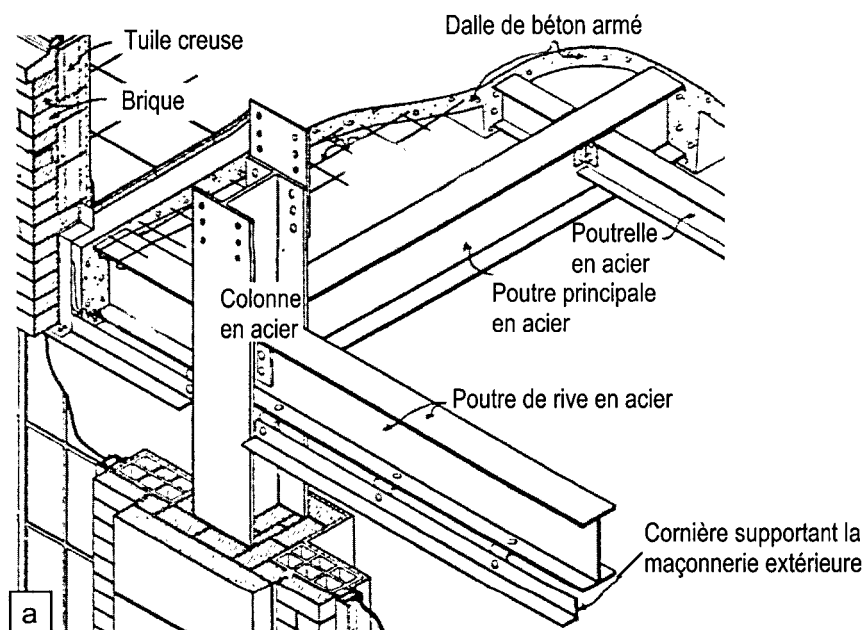


Figure 30 Détail de l'assemblage typique des structures d'acier  
(Forget, 1990, p. 72)

C'est en raison de la rationalisation des métaux, imposée lors de la première guerre mondiale, que les structures en acier très populaires depuis 1900 (60 % des structures

étaient en acier) ont connu une baisse de popularité (Forget, 1990). Le prix de l'acier avait monté en flèche, vu sa rareté. C'est le béton armé qui a pris la relève de l'acier, en tant que matériau de structure. Cependant, l'utilisation de ce nouveau matériau n'a dépassé celle de l'acier que vers 1920.

Le premier code de la construction de Montréal a été élaboré de 1890 à 1901, année de sa parution (Vanlaethem, 1998, p. 151). En ce qui concerne la hauteur des bâtiments, elle était limitée à dix étages (40 m) en raison de la sécurité incendie, de la méconnaissance des techniques et matériaux nouveaux et afin de limiter l'ombrage. C'est seulement en 1924 qu'une plus grande hauteur a été permise, jumelée à l'obligation de laisser une marge de recul pour les immeubles de plus de 12 étages. Jugé trop permissif quant à la hauteur totale, le règlement a été révisé cinq mois après sa publication. La hauteur autorisée était alors limitée à 12 étages et la ville devait donner son accord pour bâtir plus haut. Cela a peu modifié la démarche, puisque les plans devaient de toute façon être approuvés par la municipalité depuis 1901. C'est en 1927 que le premier immeuble de plus de 20 étages a été construit : la *Banque Royale du Canada* (22 étages), suivi en 1929 par l'*Édifice Aldred* (27 étages), surplombant la Place d'Armes. Un nouveau règlement, émis juste avant le krach boursier en 1929, a entraîné un ralentissement de la construction : ce règlement imposait la création d'un recul de 0,30 m par 1,2 m ajouté au-dessus de 40 m (Gournay, 1998, p. 191).

Dans le Vieux-Montréal, il subsiste trois gratte-ciel construits entre 1887 et 1900, d'une hauteur de huit étages chacun. Pour la période 1901-1923, 15 des 17 gratte-ciel ont survécu. Ils sont concentrés dans la portion ouest de l'arrondissement et faisaient partie du *Wall Street* de l'époque, la rue Saint-Jacques. À leur construction, tous se conformaient au règlement de 40 m ou dix étages maximum (Forget, 1990). En fait, un seul des 15 bâtiments avait huit étages, deux autres neuf étages et les 12 derniers s'élevaient de dix étages à l'origine. De 1924 à 1929, six gratte-ciel ont été construits dans le Vieux-Montréal, ayant dix à 23 étages.

Ceci conclut l'évolution de la construction à Montréal, décrite à travers cinq époques distinctes et ponctuée d'ordonnances et de règlements. Les éléments de construction

présentés dans cette section serviront à l'analyse détaillée de certaines typologies, aux chapitres 4 et 5. En effet, certains bâtiments, qui seront jugés représentatifs selon des paramètres caractéristiques, serviront à réaliser l'objectif d'évaluation de la vulnérabilité sismique dans le Vieux-Montréal.

### 3.5 Répartition de l'ensemble du bâti du Vieux-Montréal

L'inventaire créé dans le cadre de la présente recherche comprend un nombre limité de bâtiments, vu la difficulté d'obtenir les caractéristiques structurales. Il comprend 20 % des bâtiments du Vieux-Montréal, soit 89 sur un total de 450 bâtis avant 1930. Dans le but de valider la répartition des bâtiments de l'inventaire, à la section 3.7, l'ensemble bâti du Vieux-Montréal a tout d'abord été analysé, selon deux des quatre paramètres qui serviront ensuite à analyser l'inventaire.

La répartition illustrée à la figure 31, selon l'année de construction et le nombre d'étages, a été réalisée à l'aide de la base de données du site Web officiel du Vieux-Montréal. La majorité des bâtiments ont de 3 à 5 étages (78 %), tandis que la période de construction la plus représentée est 1860 – 1913 (56 %), suivie de la période préindustrielle 1816 – 1859 (31 %). Les 450 bâtiments de cette répartition ont tous été construits entre 1680 et 1929, comme les bâtiments de l'inventaire. Dix bâtiments du Vieux-Port (hangars, silos et autres) sont exclus de cette répartition.

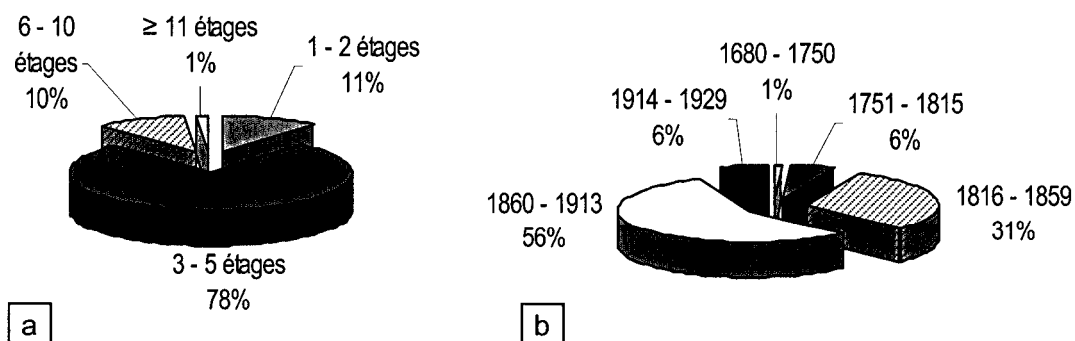


Figure 31 Répartition du bâti ancien du Vieux-Montréal selon a) le nombre d'étages et b) l'année de construction

### **3.6 Répartition des bâtiments de l'inventaire**

Tel que déjà mentionné, le présent inventaire, qui peut être consulté à l'annexe 6, ne couvre pas l'ensemble des bâtiments du Vieux-Montréal, mais une partie de ceux-ci, soit les bâtiments pour lesquels il était assez aisé d'obtenir de l'information. Il y a donc une surreprésentation des bâtiments institutionnels, tels les édifices administratifs ou les gares, qui ont été traités dans diverses publications. Malgré cela, la proportion de bâtiments en fonction de l'âge et du nombre d'étages est semblable à celle de l'ensemble du bâti de l'arrondissement, tel que démontré à la section 3.7. Cette comparaison valide l'échantillon utilisé dans l'inventaire. Avant d'analyser les 89 bâtiments de l'inventaire en fonction de quatre paramètres de base, la répartition géographique de ces bâtiments est présentée à la section 3.6.1.

#### **3.6.1 Répartition géographique des bâtiments de l'inventaire**

La répartition géographique (figure 32) montre que beaucoup de bâtiments de la rue Saint-Jacques, datant de l'époque financière du Vieux-Montréal, sont inclus dans l'inventaire, comparativement à un seul magasin-entrepôt de la rue de la Commune. Aussi, il y a beaucoup d'institutions et de sièges sociaux dans l'inventaire, ce qui est visible sur le plan, ces édifices occupant une grande surface au sol.

Il est intéressant de noter que les différentes parties du Vieux-Montréal n'ont pas été construites successivement, puisque les spécimens de chacune des époques sont bien dispersés dans l'espace. Deux exceptions à cette constatation sont les bâtiments de la période 1751 – 1815, qui sont presque tous situés dans la portion est de l'arrondissement historique et les bâtiments du secteur financier qui ont tous été érigés après 1859.

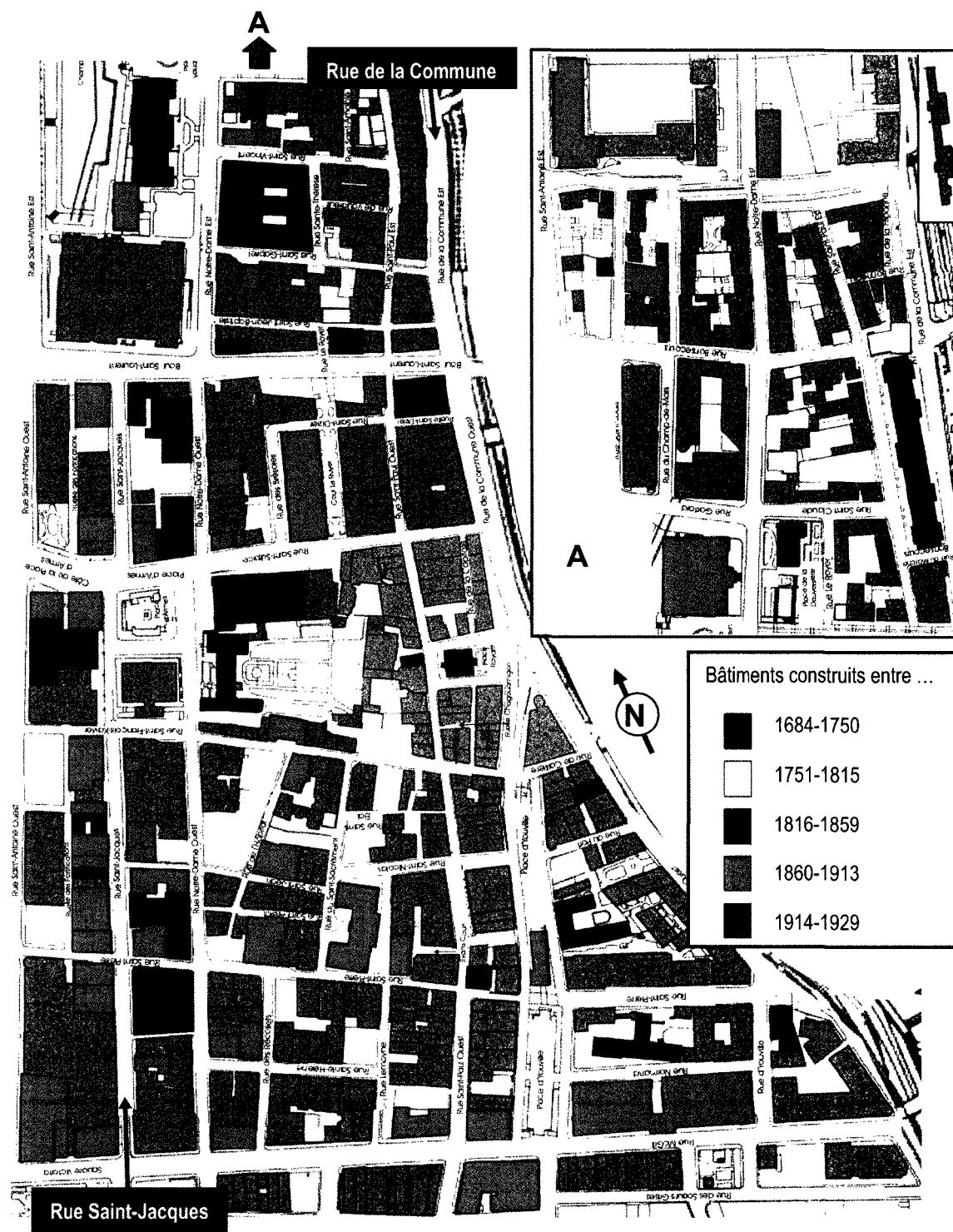


Figure 32 Localisation des 89 bâtiments de l'inventaire  
(dessin de l'auteur)

### 3.6.2 Répartition des bâtiments selon les paramètres de base

Les quatre diagrammes de la figure 33 donnent un premier aperçu de la répartition des bâtiments de l'inventaire, en fonction du type de structure, de l'année de construction, du nombre d'étages et de l'usage. Le type de structure prédominant au sein de l'inventaire est la structure à murs porteurs de maçonnerie non armée (44 %), suivie de près par les structures d'acier (40 %). Les bâtiments à structures de bois ou de béton armé récoltent 8 % des édifices de l'échantillon, chacun.

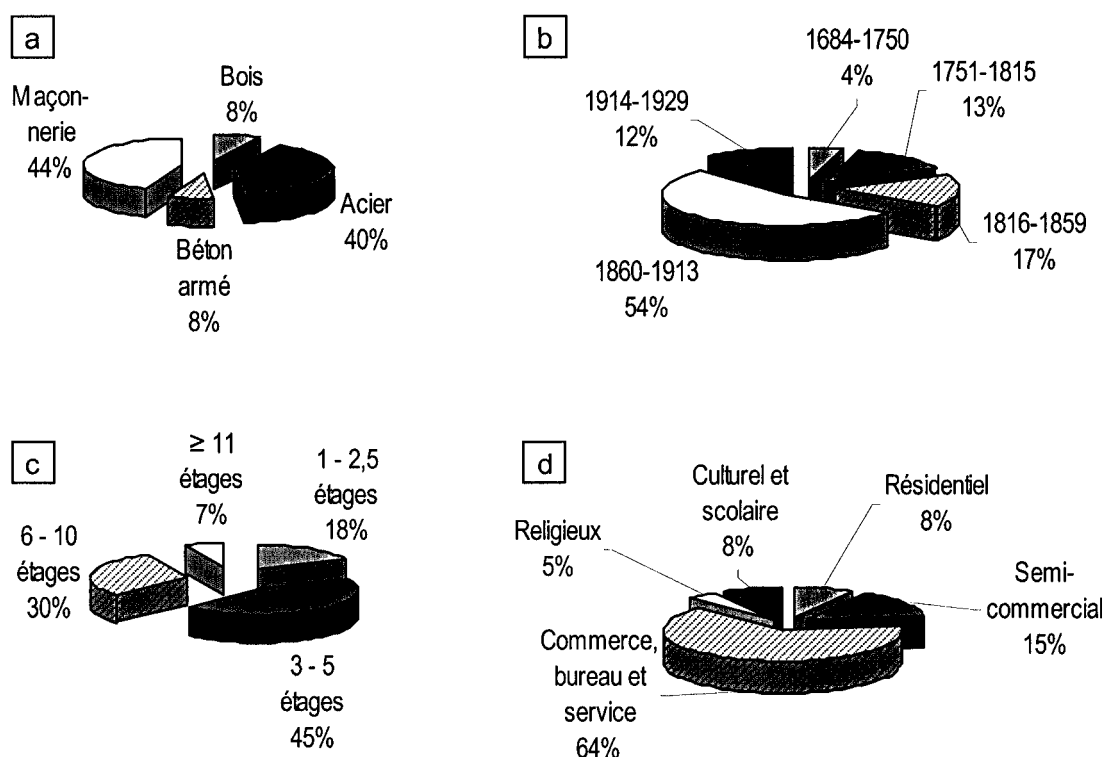


Figure 33 Répartition des 89 bâtiments de l'inventaire selon a) le type de structure, b) l'année de construction, c) le nombre d'étages et d) l'usage

La période 1860 à 1913, soit l'époque de la révolution industrielle, est sans contredits la période de construction la plus représentée au sein de l'inventaire avec plus de la moitié des bâtiments (54 %), voir figure 33.b). Les bâtiments d'avant cette ère, soit de 1684 à 1859, représentent 34 % de l'échantillon, tandis que les autres 12 % ont été construits entre le début de la 1<sup>e</sup> guerre mondiale et le krach boursier (1914-1929).

En ce qui a trait au nombre d'étages (figure 33.c), 63 % des bâtiments ont moins de six étages, 30 % ont six à dix étages et 7 % ont plus de dix étages. L'usage « commerce, bureau et service » est prédominant (figure 33.d), quoique cet usage est souvent récent, vu le grand nombre de conversions d'industries en bureaux ou commerces.

### 3.7 Validation de l'inventaire par comparaison avec la répartition du bâti total

En comparant la répartition des bâtiments de l'inventaire (89 bâtiments) et la répartition du bâti total ancien du Vieux-Montréal (450 bâtiments), on remarque que les proportions entre les deux ensembles sont relativement semblables (Tableau VII).

Tableau VII

Répartition du bâti total et de l'inventaire selon l'année de construction et le nombre d'étages, en pourcentage

Construits de...	Bâti total (%)	Inventaire (%)	Nombre d'étages	Bâti total (%)	Inventaire (%)
1680 à 1750	1	4	1 - 2 étages	13	18
1751 à 1815	5	13	3 - 5 étages	75	45
1816 à 1859	30	17	6 - 10 étages	10	30
1860 à 1913	57	54	≥ 11 étages	1	7
1914 à 1929	7	12			

Au niveau des périodes de construction, les proportions de l'échantillon et de l'ensemble du bâti du Vieux-Montréal sont plutôt ressemblantes. Il n'y a que la période 1816 à 1859 qui soit moins représentée dans l'inventaire de bâtiments que dans l'ensemble du bâti. En ce qui concerne le nombre d'étages des bâtiments, la catégorie des 3 à 5 étages est sous-représentée dans l'inventaire alors que les bâtiments de plus de cinq étages y sont surreprésentés par rapport au bâti total. Peut-être est-ce dû à la facilité de trouver de l'information sur les gratte-ciel historiques ? La conclusion de cette comparaison est que l'échantillon de bâtiments est représentatif de la population étudiée, soit les bâtiments de l'arrondissement historique du Vieux-Montréal construits avant 1930, surtout en ce qui concerne l'âge des édifices. Cette représentativité est d'ailleurs renforcée par le fait que le matériau principal de la structure et la typologie des bâtiments sont généralement reliés à l'année de construction.

### **3.8 Description des typologies de bâtiments les plus communes**

Dans cette section sont identifiées et décrites les typologies représentatives de l'arrondissement. Elles sont identifiées à l'aide d'une répartition selon deux paramètres des bâtiments de l'inventaire (section 3.8.1). Les deux typologies représentatives sont illustrées par des exemples précis de l'inventaire aux sections 3.8.2 et 3.8.3.

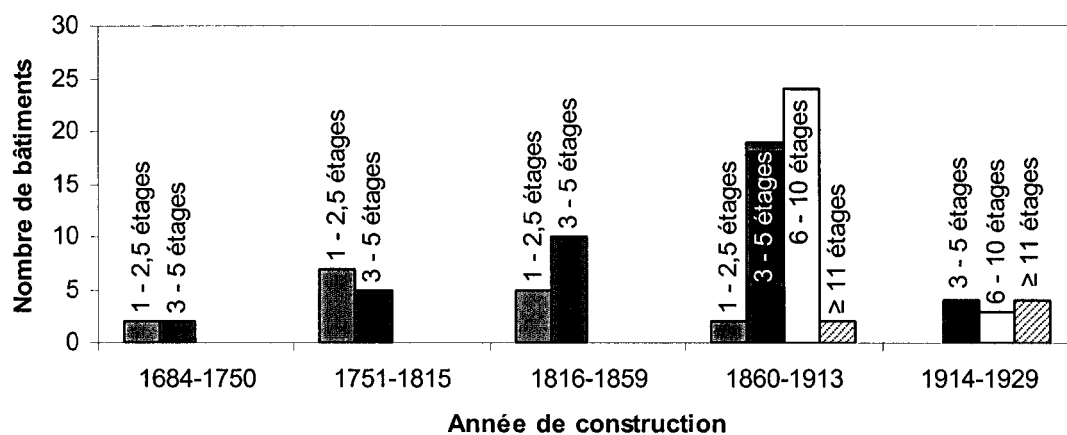
#### **3.8.1 Identification des typologies de bâtiments les plus communes**

Après avoir identifié les valeurs les plus représentées pour chacun des paramètres de base (section 3.6.2), la répartition suivant deux paramètres a été effectuée, tel qu'illustré sur les graphiques 7 à 9. Le but est de cerner les bâtiments les plus représentatifs de l'inventaire. Il est clairement indiqué sur ces figures que les bâtiments de la période préindustrielle (avant 1860) ont moins de six étages et que 29 de ces 31 bâtiments ont une structure composée de murs porteurs en maçonnerie non armée. Il est presque certain que la plupart de ces bâtiments ont été construits selon les principes de construction de la Nouvelle-France, décrits à la section 3.4.2.

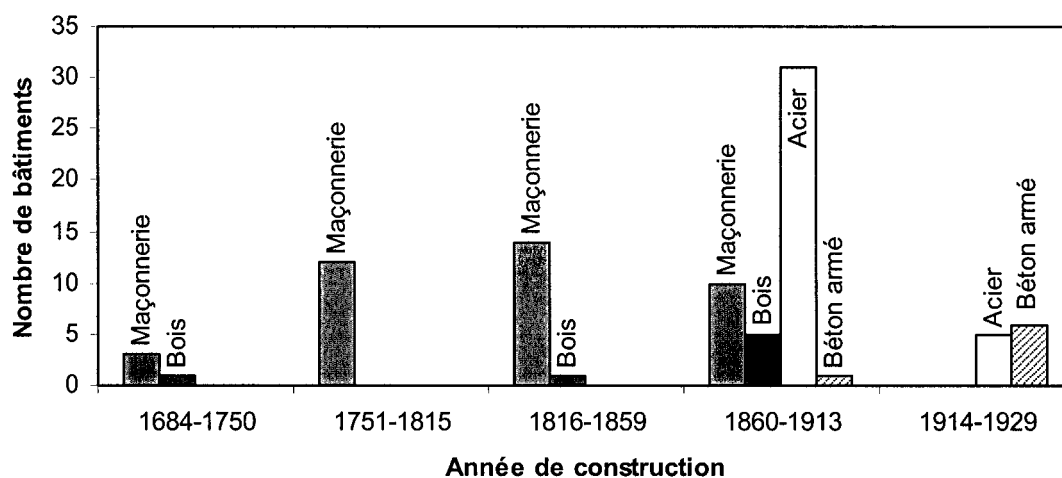
Après la révolution industrielle, vers 1860, le matériau de structure dominant était l'acier (graphique 8). Plusieurs de ces bâtiments atteignaient six étages (graphique 7). Les constructions de très grande hauteur ont longtemps été interdites, le règlement limitant à dix étages les édifices, jusqu'en 1924 (voir section 3.4.6). Les structures construites avant 1924 identifiées comme ayant plus de 11 étages sont des structures auxquelles on a ajouté des étages supplémentaires, au cours de récentes restaurations.

Au graphique 9, on remarque que certaines constructions à structure de maçonnerie ou de bois ont six à dix étages. En fait, celles-ci sont généralement mixtes, c'est-à-dire qu'elles comprennent des murs autoporteurs en maçonnerie et une structure interne de bois ou d'acier. Il est intéressant de noter, enfin, que parmi les 31 structures identifiées comme étant des structures d'acier, il y en a 20 qui sont identifiées de façon sûre et 11 pour lesquelles ce matériau a été supposé par comparaison avec d'autres structures.

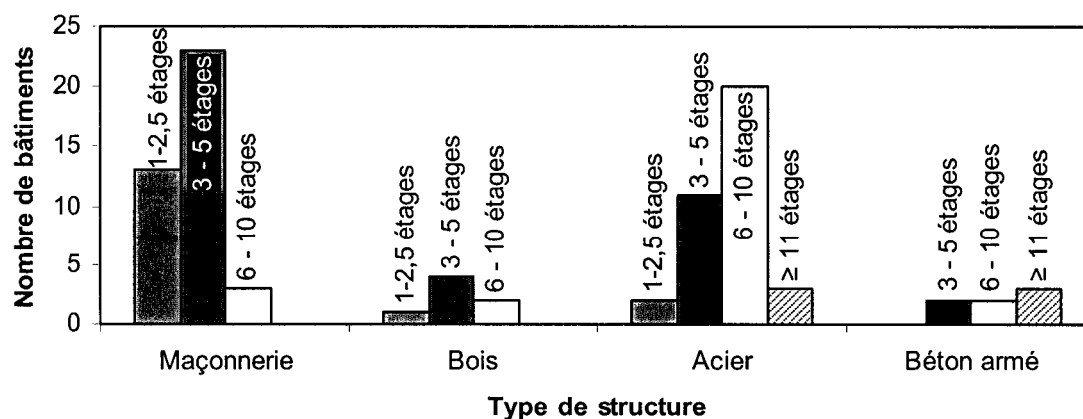




Graphique 7 Nombre de bâtiments selon le nombre d'étages et l'année de construction



Graphique 8 Nombre de bâtiments selon le type de structure et l'année de construction



Graphique 9 Nombre de bâtiments selon le nombre d'étages et le type de structure

En résumé, les bâtiments les plus communs dans le Vieux-Montréal, suite à l'étude de l'échantillon de 89 bâtiments, sont (1) les bâtiments à structure de maçonnerie non armée hauts de trois à cinq étages, construits depuis le début de la colonie jusqu'à la révolution industrielle et (2) les bâtiments à structure d'acier érigés entre 1860 et 1913. Ces derniers ont une hauteur moyenne d'environ sept étages. Les deux prochaines sections traitent des caractéristiques structurales de chacune de ces typologies représentatives du Vieux-Montréal.

### **3.8.2 Description des bâtiments en maçonnerie non armée (avant 1860)**

Les bâtiments en maçonnerie non armée porteuse, construits pendant près de deux siècles (1684 à 1859) ont plusieurs caractéristiques communes. Ces propriétés sont reliées au fait que l'évolution des méthodes de construction a été très lente. Ce sont des procédés de construction inspirés de ceux de la France qui ont été implantés et utilisés en Nouvelle-France, plus spécifiquement à Montréal. Aussi, ces méthodes ont été peu modifiées à la suite de la Conquête anglaise de 1760.

Parmi les caractéristiques communes, il y a :

- a. les murs extérieurs en maçonnerie et les murs coupe-feu\* mitoyens;
- b. la charpente en bois massif pour la structure intérieure;
- c. les poutres parfois liées à la maçonnerie par des tiges et des essés\* ou goupilles;
- d. les lourdes charpentes à la française ou les charpentes légères à pannes\*;

Il y a énormément de bâtiments en maçonnerie non armée; plusieurs sont visibles dans les petites rues du Vieux-Montréal, tel qu'illustré à la figure 34. La figure 34.b) illustre plus précisément les caractéristiques essentielles de ces bâtiments : murs coupe-feu\* reposant sur des corbeaux\* de pierre, lucarne pour éclairer les étages mitoyens et fenêtres étroites des bâtiments en maçonnerie non armée porteuse.



Figure 34 a) Bâtiments en maçonnerie, rue Saint-Paul vers la Place Jacques-Cartier  
et b) série de murs coupe-feu\* sur corbeaux\*, lucarne et fenêtres étroites  
(a et b: photos de l'auteure)

### 3.8.3 Description des bâtiments à structure d'acier (1860 – 1913)

Les structures d'acier ont connu un succès fulgurant dès leur début, à la révolution industrielle. C'est ce matériau qui a été le plus utilisé pendant toute la période 1860 – 1913, tel qu'illustré au graphique 8. Plusieurs caractéristiques de ce type de structure sont présentées à la section 3.4.6.

Dans l'inventaire, 20 des 31 bâtiments sont identifiés de façon certaine comme étant à structure d'acier. Parmi ces 20 édifices, cinq possèdent des murs autoporteurs, en plus de la structure en acier composée de cadres. Un exemple de ce type de structure mixte est l'ensemble de magasins-entrepôts des Religieuses hospitalières, décrit à la section 3.4.5 (acier, fonte et bois).

La deuxième façon de construire avec de l'acier, sans mur porteur, n'a débuté qu'à la dernière décennie du 19<sup>e</sup> siècle. Le bâtiment de la figure 35.a), l'édifice de la *Montreal Street Railway Company*, situé sur la Côte-de-la-Place-d'Armes, en est un bon exemple. C'est une des premières structures d'acier, sans mur porteur, érigées dans la métropole. Ce bâtiment a été inauguré en 1895, malgré un effondrement lors de sa construction. Cette méthode de construction est illustrée à la figure 30 (section 3.4.6).



Figure 35 a) Édifice de la *Montreal Street Railway Company*, 1895, b) *Édifice Duluth* lors de sa construction, 1912 et c) *Édifice Duluth* en 1998 (a et c: photos Ville de Montréal), (b: photo de C. H. Bowker, 1912, Musée McCord)

Un autre exemple de ce type de construction est l'*Édifice Duluth*, érigé en 1912 et 1913 (figure 35.b) et c). C'est un des derniers gratte-ciel à structure d'acier qui a été construit avant la première guerre mondiale. On y voit d'ailleurs les contreventements diagonaux installés dans les deux directions, aux étages supérieurs de la structure. Notons qu'à la manière des premières structures en fonte, la section des colonnes d'acier diminuait à chaque étage.

### 3.9 Comparaison détaillée des bâtiments typiques avec les typologies du *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*

Dans cette section, les caractéristiques des bâtiments définis à la section 3.8 seront comparées aux caractéristiques disponibles dans la publication du CNRC (1992.a). Le but est de vérifier si la procédure du CNRC est applicable à certaines typologies de bâtiments présents dans le Vieux-Montréal. Le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* sera appelé *Manuel* pour alléger le texte. Les figures du *Manuel* présentées dans cette section ont été empruntées au document américain ATC-21 (*Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*).

### 3.9.1 Bâtiments à maçonnerie non armée (MNA)

Les bâtiments en MNA décrits dans le *Manuel* sont en général antérieurs aux années 1940. Cette typologie regroupe des bâtiments industriels, commerciaux et résidentiels, d'au plus six étages. Les diaphragmes (planchers et toits) étaient couramment en bois pour ce type de construction. Pour les petits bâtiments, les planchers en bois légers et les solives de toit légères reposent sur les murs extérieurs en MNA et parfois sur des cloisons intérieures porteuses en bois (figure 36). Les plus gros bâtiments, tels les magasins-entrepôts, ont une charpente de gros bois d'oeuvre afin de soutenir les planchers. Les murs porteurs de MNA peuvent alors atteindre une épaisseur variant entre 230 mm et 460 mm (de haut en bas du mur).

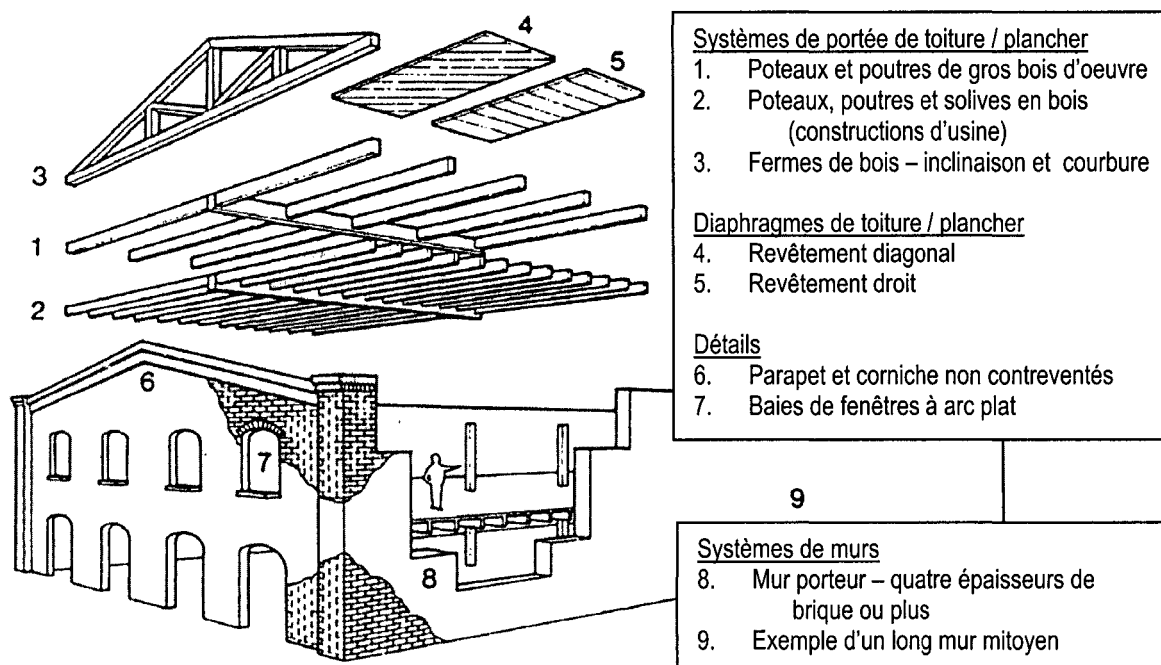


Figure 36 Murs porteurs en maçonnerie non armée  
(CNRC, 1992.a, p. 28)

Le principe structural décrit et illustré dans le *Manuel* est semblable à ce qui a été exposé pour les structures en maçonnerie non armée du Vieux-Montréal (section 3.8.2). Cependant, au niveau de chacun des éléments définis dans le *Manuel*, il existe des différences notables. Tout d'abord, il est écrit que la toiture est composée de

fermes préfabriquées, ce qui n'est pas le cas pour les bâtiments historiques, qui possèdent une charpente à pannes\*. Aussi, la seule maçonnerie dont il est fait mention dans le *Manuel* est la maçonnerie de briques. Les bâtiments du Vieux-Montréal ont plutôt été construits avec des moellons ou de la pierre de taille. D'ailleurs, dans le *Manuel*, il est mentionné que l'épaisseur à la base de murs hauts de six étages peut atteindre 0,5 m, ce qui est très peu comparé aux murs de moellons qui peuvent atteindre jusqu'à 1,25 m d'épaisseur. La brique n'a été utilisée qu'à partir de la deuxième moitié du 19<sup>e</sup> siècle; il y a quelques magasins-entrepôts de cette période qui ont des murs de remplissage de briques, mais ils ne sont visibles qu'à l'arrière des bâtiments, la façade avant étant couverte d'un matériau plus noble. Aussi, il n'est pas du tout fait mention de la liaison des poutres de bois aux murs de maçonnerie par des tiges retenues à l'extérieur des murs par des plaques ou des esses\* (figure 37.a). Enfin, il n'est pas fait mention de l'aspect coupe-feu\* des murs de maçonnerie mitoyens. La figure 37.b) illustre l'agencement des briques des murs de MNA qui sont la plupart composés de plusieurs épaisseurs. Les rangs de boutisses\* (briques perpendiculaires aux pans de mur) servent à rigidifier le tout.

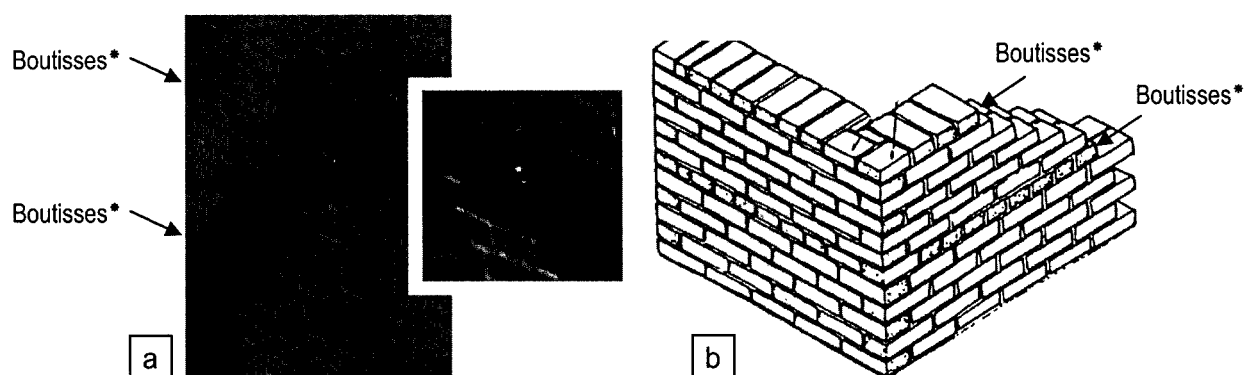


Figure 37 a) Esse\* et plaque retenant les tiges d'ancrage des poutres de planchers et  
 b) appareil de maçonnerie de brique montrant les rangs de boutisses\*  
 (a: photos de l'auteure), (b: CNRC, 1992.a, p. 54)

Un exemple de bâtiment de trois étages à toit plat, provenant du *Manuel*, est reproduit à la figure 38. Dans ce cas, la charpente de bois massif intérieure est bidirectionnelle. Selon le *Manuel*, il y a quatre problèmes particuliers qui peuvent survenir aux bâtiments à structure de MNA, lors de séismes. Le premier problème est l'ancrage insuffisant des

murs, parapets et corniches. Leur ancrage à la structure permet d'éviter qu'ils ne se détachent et provoquent l'effondrement des murs et du bâtiment. Lorsque présents, les ancrages de bâtiments anciens risquent d'être peu performants, dû à la rouille, la désagrégation du mortier qui l'entoure, etc. Ensuite, le mortier ancien, comprenant du limon et du sable, mais peu de ciment, est peu résistant au cisaillement. Cette faible résistance à l'effort tranchant pénalise le mur entier et peut causer un endommagement grave des murs de MNA, pouvant mener à leur effondrement. Le troisième problème susceptible d'affecter ce type de murs lors de tremblements de terre est la grande déformation des diaphragmes. En fait, les diaphragmes en bois, très flexibles, peuvent être incapables de retenir les murs de maçonnerie, ces derniers risquent donc de s'effondrer hors de leur plan. Finalement, il peut y avoir un problème au niveau de la l'élanement des murs, qui peuvent gauchir s'ils sont trop élancés, causant l'effondrement de la structure. Ce dernier problème ne devrait pas affecter les bâtiments du Vieux-Montréal, où les murs sont très épais.

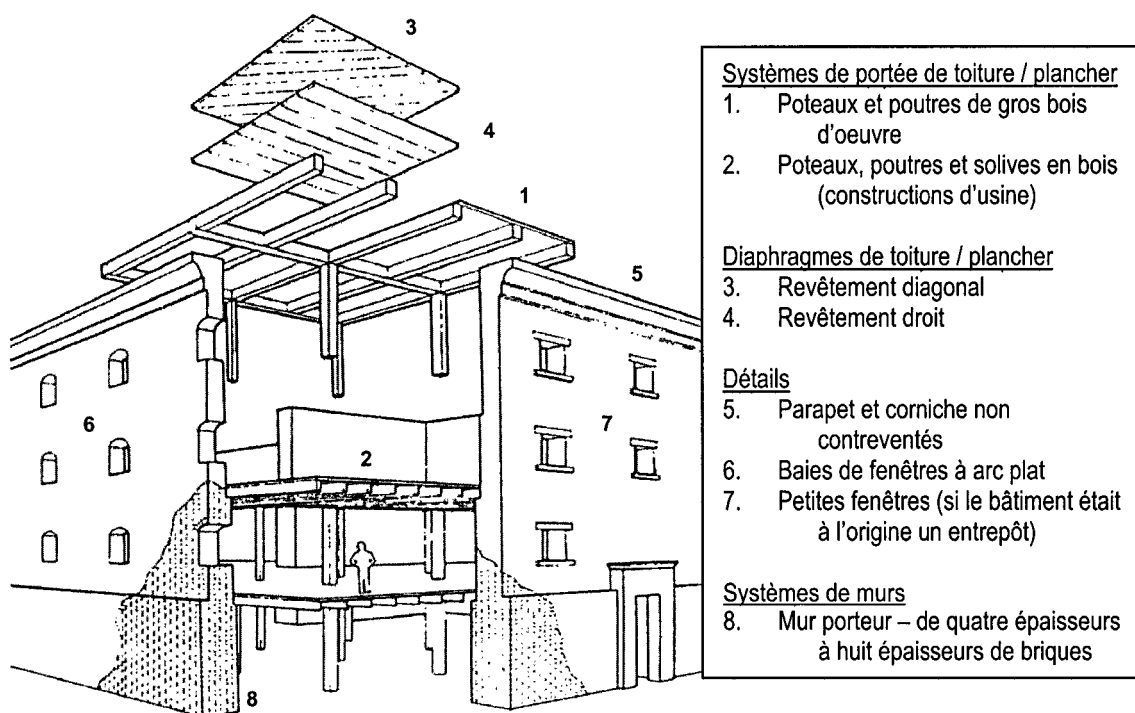


Figure 38 Murs porteurs en maçonnerie non armée  
(adapté de CNRC, 1992.a, p. 29)

En conclusion, les bâtiments en MNA du *Manuel* correspondent à la période 1860 – 1940, ce qui est très différent des bâtiments typiques du Vieux-Montréal en MNA typiques, qui ont été construits entre 1684 et 1859.

### 3.9.2 Bâtiments à ossature en acier (OCA, AMB et AMR)

Les structures en acier qui sont typiques du Vieux-Montréal (section 3.8.3) ont, la plupart, les caractéristiques des ossatures en acier avec des murs de remplissage en MNA. Ce type est identifié dans le *Manuel* par le sigle AMR (figure 39). Les bâtiments du Vieux-Montréal utilisent les deux systèmes de toitures et planchers illustrés dans le *Manuel*, soit à platelage d'acier et béton ou à éléments de bois (solives et platelage). Pour ce qui est des systèmes de murs, ce sont les murs de remplissage en maçonnerie non armée qui sont les plus présents.

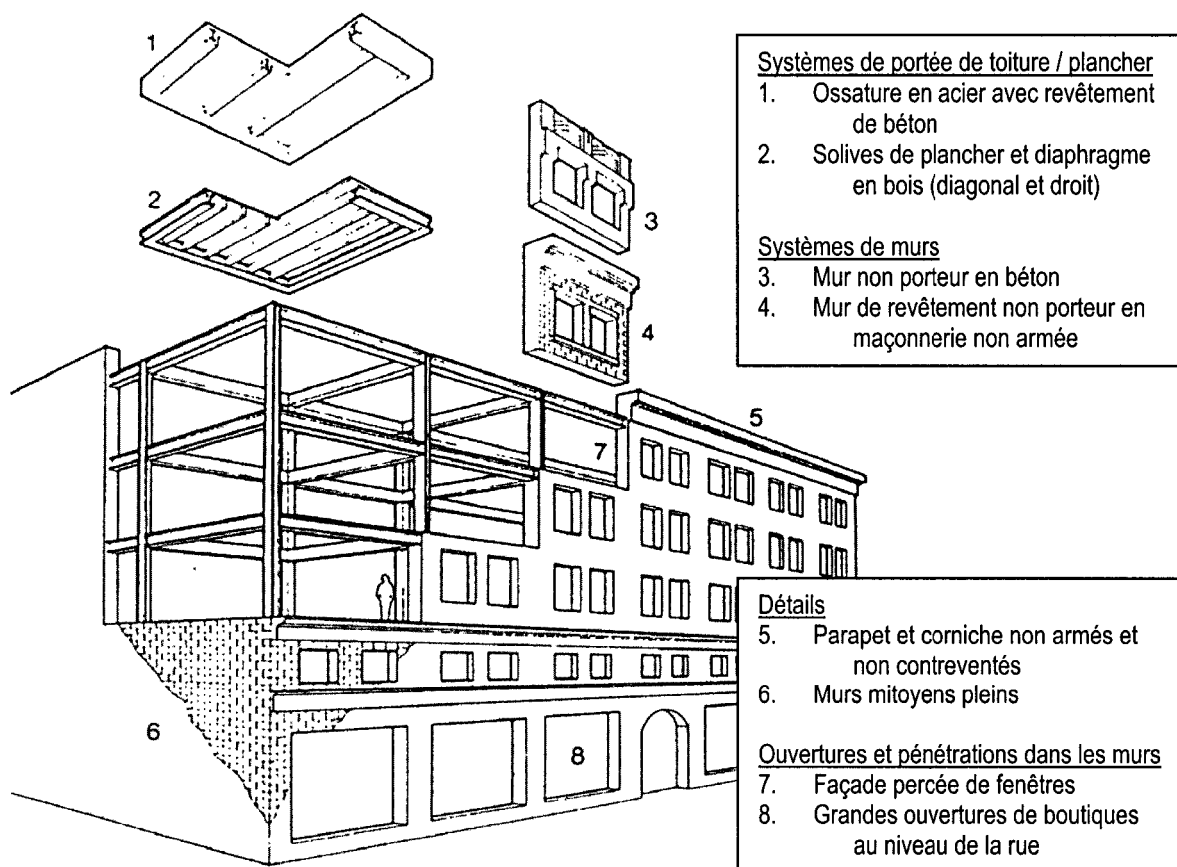


Figure 39 Ossature en acier avec murs de remplissage en MNA, typologie AMR (CNRC, 1992.a, p. 19)



Les caractéristiques à vérifier pour éviter de confondre les structures à maçonnerie porteuse en MNA des bâtiments à AMR sont nombreuses. La présence de boutisses\* révèle souvent la maçonnerie porteuse (voir figure 37.b). Les murs de MNA qui constituent un remplissage de structure AMR sont composés de seulement deux ou trois rangs de briques d'épaisseur (220 à 330 mm) et camouflent ainsi les minces colonnes d'acier. Aussi, lorsque la structure est en acier et la maçonnerie un simple remplissage, cette dernière est de la même épaisseur à tous les étages. Dans le cas de la maçonnerie porteuse, les murs ont une plus grande épaisseur aux niveaux inférieurs et la hauteur de ce type de bâtiment dépasse très rarement six étages (voir figure 40). La section 5.5 traite de la réponse aux séismes des structures de type AMR.



Figure 40 Bâtiment en MNA dont les fenêtres indiquent une plus grande épaisseur de mur au rez-de-chaussée  
(photo de l'auteure)

Quelques bâtiments du Vieux-Montréal ont une ossature contreventée en acier (OCA), tel qu'illustré à la figure 35.b). Cependant, les contreventements ne peuvent être identifiés que par la consultation de plans de structure ou de photos anciennes prises lors de la construction, puisque ces pièces diagonales, installées au périmètre du bâtiment, sont cachées par le revêtement extérieur des murs (placage, mur rideau\*, brique, céramique...). Il est donc très difficile de déterminer si un bâtiment possède ce

type d'éléments constructifs que sont les contreventements lors d'un examen extérieur des bâtiments. Dans le *Manuel*, il est mentionné que les bâtiments en OCA ont été construits à partir de la fin du 19<sup>e</sup> siècle. Cela correspond à l'information donnée à la figure 29, à savoir que les contreventements des structures en acier érigées en hauteur ont été inventés à la fin du 19<sup>e</sup> siècle.

### 3.9.3 Bâtiments à ossature en béton avec murs de remplissage en maçonnerie (BMR)

Les structures à ossature de béton et murs de remplissage en MNA constituent 8 % des bâtiments de l'inventaire qui est présenté à l'annexe 6. Selon le *Manuel*, ces structures à vocation d'origine industrielle ou commerciale ont habituellement trois étages et plus. Le type BMR du *Manuel* englobe les ossatures en béton avec murs de remplissage en maçonnerie armée ou non armée (figure 41.a). En ce qui concerne les bâtiments du Vieux-Montréal construits avant 1930, les murs extérieurs sont remplis de maçonnerie non armée, la maçonnerie armée étant absente de ce secteur ancien.

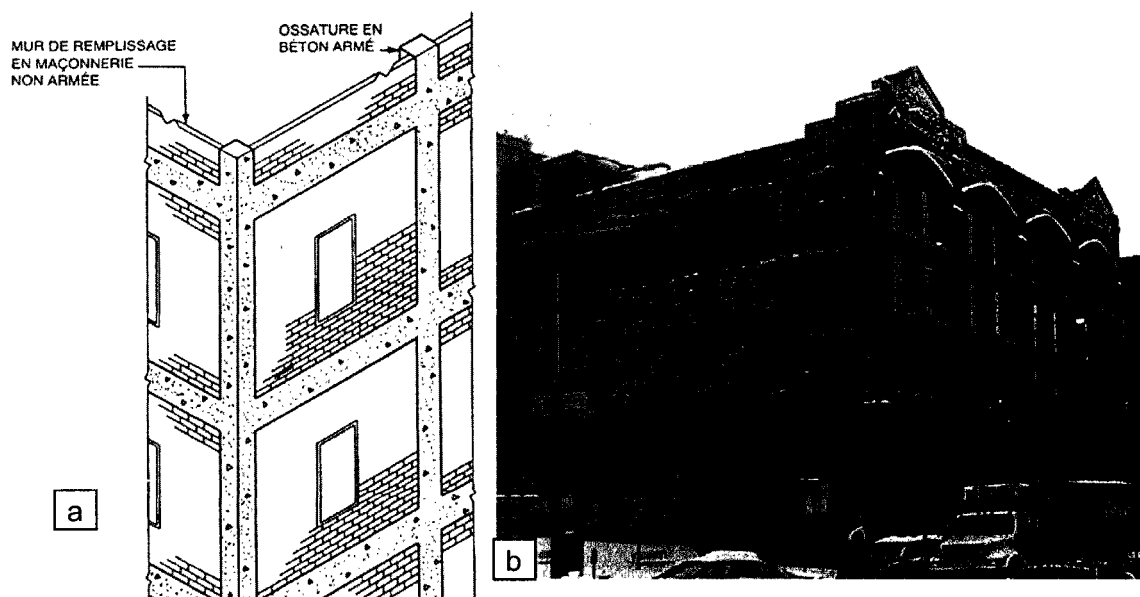


Figure 41 a) Schéma des constructions BMR et b) exemple d'un bâtiment du Vieux-Montréal à structure BMR, datant de 1923  
(a: CNRC, 1992.a, p. 24), (b: photo de l'auteure)

Tout comme les structures à ossature d'acier et murs de remplissage en MNA, les murs de maçonnerie des ossatures en béton constituent un risque d'effondrement partiel ou total. Les bâtiments de type BMR sont plus faciles à identifier que ceux de type AMR, tel qu'illustré à la figure 41.b), puisque l'ossature n'est pas couverte de maçonnerie. En effet, l'ossature de béton armé ne nécessite aucune protection incendie. Cependant, dans les bâtiments anciens, une ossature en acier recouverte de béton peut être confondue avec une réelle ossature en béton.

### 3.9.4 Bâtiments à poteaux et poutres en bois (PPB)

Les structures à poteaux et poutres en bois (PPB) constituent, comme les structures à BMR, 8 % de l'ensemble des bâtiments de l'échantillon. Le type PPB a été beaucoup utilisé pour la construction d'entrepôts et d'édifices à bureaux, à toiture de grande portée. Les grosses pièces de bois, de 150 x 150 mm à 290 x 290 mm, étaient encastrées dans les murs extérieurs de maçonnerie (voir figure 25).

Au niveau sismique, la détérioration des colonnes de bois dont la base est exposée à un environnement humide, la présence d'un niveau non rigide et l'insuffisance des fondations peuvent contribuer à un mauvais comportement. Les bâtiments dont l'ossature de bois est couverte d'un revêtement de maçonnerie présentent le danger que la paroi de briques minces se détache de l'ossature, en raison d'un mauvais ancrage ou d'un mortier détérioré. Malgré ces caractéristiques pénalisantes, les bâtiments à structure de PPB se comportent en général de façon très satisfaisante, en autant qu'il y ait des contreventements convenables.

### 3.9.5 Bâtiments à structure mixte

En ce qui concerne les bâtiments à structure mixte, par exemple ceux comprenant une partie en acier et une portion de bois (figure 28), ils ne sont pas directement adressés dans le *Manuel*. Ce qui est suggéré est d'indiquer sur le formulaire de sélection sismique (reproduit à l'annexe 4), lors de l'inspection, tous les systèmes de structure présents. Il s'agit ensuite d'assigner à la cote initiale **C**, reliée au type de structure, la

valeur la plus élevée des différents types présents. Cela correspond au type de matériau le plus vulnérable, du point de vue sismique. En cas de doute sur le type de structure, il est recommandé d'attribuer le pointage le plus élevé associé au pire système de structure possible.

### 3.9.6 Correspondance entre les typologies du Vieux-Montréal et du *Manuel*

Le Tableau VIII présente une synthèse de la comparaison entre les bâtiments typiques en MNA du Vieux-Montréal et l'unique typologie canadienne concernant la maçonnerie. La typologie de l'EMS-98 (Grünthal et al., 1998) est beaucoup plus complète en ce qui concerne les bâtiments de maçonnerie (cf. figure 2, chapitre 1). On y trouve sept typologies dans la catégorie maçonnerie, dont quatre sont applicables aux bâtiments anciens québécois. Le fait de pouvoir classer les structures de maçonnerie d'un ensemble de bâtiments anciens parmi plusieurs catégories permet d'obtenir une évaluation plus réelle de la vulnérabilité sismique. En effet, les bâtiments en maçonnerie non armée n'ont pas tous un comportement si défavorable. Il se peut très bien qu'une structure de maçonnerie non armée se comporte mieux qu'un bâtiment à structure de béton armé, d'acier ou de bois, tel qu'illustré par les intervalles des classes de vulnérabilité de l'EMS-98 (cf. figure 2, chapitre 1).

Tableau VIII

Comparaison des structures en MNA typiques du Vieux-Montréal et de la typologie du CNRC

Bâtiments en MNA du Vieux-Montréal	Bâtiments en MNA de la typologie canadienne
Construits entre 1684 et 1859	Construits entre 1860 et 1940
Maçonnerie de moellons ou pierres équarries	Maçonnerie de briques (4 épaisseurs ou plus)
Épaisseur des murs jusqu'à 1,5 m	Épaisseur des murs jusqu'à 0,5 m
Charpente de toit légère (à pannes*)	Toit composé de fermes préfabriquées
Dans certains cas : poutres en bois connectées aux murs de maçonnerie par des tiges en acier	Aucun détail à propos de la connexion des poutres et des murs de maçonnerie
Murs mitoyens coupe-feu	Aucun détail à propos de murs coupe-feu
Plusieurs cheminées	
Ouvertures étroites (portes et fenêtres)	
Structure intérieure composée de poteaux et poutres en bois	

Le Tableau IX présente une synthèse de la comparaison entre les bâtiments à structure d'acier du Vieux-Montréal et les typologies canadiennes correspondantes.

Tableau IX

Comparaison des structures d'acier typiques du Vieux-Montréal et des typologies du CNRC

Bâtiments à structure d'acier du Vieux-Montréal	Bâtiments à structure d'acier de la typologie canadienne
1860 à 1913 : structures mixtes : murs extérieurs en maçonnerie autoporteuse et structure intérieure en acier, fonte ou bois	Structures d'acier avec murs de cisaillement en béton (AMB) ou murs de remplissage en maçonnerie non armée (AMR)
1893 à 1913 : structures en acier avec cadres résistant au moments, hautes de 6 à 10 étages et comprenant souvent des murs de remplissage en MNA ou des murs de cisaillement en béton	
Composition des planchers : béton, acier ou bois	Composition des planchers : béton ou bois
Protection contre le feu: briques, terra-cotta, béton, plâtre	
Dimensions des colonnes en acier diminuent en hauteur	
Connexions rivetées avant 1920 ; soudées ou boulonnées par la suite	Les structures en acier construites peu avant 1970 ou vers 1900 sont considérées fournir le même comportement, sans égard aux connexions ou aux propriétés de l'acier

Les structures BMR à ossature de béton armé et remplissage de maçonnerie de l'inventaire semblent correspondre plutôt bien à la typologie du *Manuel* (section 3.9.3). L'absence de détails ductiles est probablement la caractéristique la plus pénalisante pour les bâtiments anciens de ce type, comparativement aux structures récentes en béton armé.

Enfin, pour ce qui est des structures à poteaux et poutres en bois, les bâtiments de ce type qui sont présents dans le Vieux-Montréal semblent correspondre au type PPB du *Manuel*. Comme il a été mentionné à la section 3.9.4, ces structures doivent être bien contreventées afin de fournir un bon comportement en cas de séisme.

## **CHAPITRE 4**

### **VULNÉRABILITÉ D'UN BÂTIMENT TYPIQUE DU VIEUX-MONTRÉAL**

Suite à l'analyse de l'échantillon de 89 bâtiments, présentée au chapitre 3, il est maintenant évident que les bâtiments en maçonnerie non armée sont les plus représentatifs du secteur du Vieux-Montréal (44 %). En plus d'être le plus présent, ce type de bâtiment est intéressant puisqu'il ne comporte habituellement aucun détail parasismique, la majorité de ces bâtiments ayant été construits bien avant l'introduction des normes parasismiques. Enfin, le comportement lors de tremblements de terre des bâtiments en MNA est jugé pauvre, selon la littérature. Dans ce chapitre, nous évaluons la classe de vulnérabilité sismique de ce type de bâtiment.

Avant d'aborder le calcul et l'analyse de la capacité et de la classe de vulnérabilité du bâtiment étudié (sections 4.6 à 4.10), l'approche canadienne en matière d'évaluation sismique est révisée (4.2), ainsi que le comportement et les déficiences des structures de maçonnerie non armée lors de séismes (4.3). Les sections 4.4 et 4.5 concernent la justification et la description de la méthode de calcul qui est utilisée pour l'étude d'un bâtiment représentatif du Vieux-Montréal.

#### **4.1 Objectifs de l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment en MNA**

Les calculs d'évaluation de la vulnérabilité sismique qui sont présentés dans ce chapitre visent deux objectifs. Le premier objectif est de comparer le comportement du bâtiment à celui des bâtiments européens en général, puisque la typologie a été jugée semblable au chapitre 3. Cela est réalisé à l'aide de l'échelle EMS-98, qui permet d'associer aux différentes typologies les degrés de dégâts en fonction de l'intensité des séismes.

Le deuxième objectif est de comparer la courbe de capacité du bâtiment analysé à celles incluses dans le document HAZUS® 99 (FEMA, 2002.a). En effet, les courbes de capacité de toutes les typologies de bâtiments américaines, incluant les structures en MNA construites avant l'apparition des codes de construction, sont fournies dans ce

document américain. L'utilisation de ce document permet de comparer la capacité du bâtiment étudié avec d'autres structures nord-américaines, d'après le déplacement spectral en fonction de la demande en terme d'accélération spectrale.

#### **4.2 Approche canadienne du CNBC pour l'évaluation sismique**

Le calcul de la résistance structurale, englobant la résistance sismique des bâtiments, est encadré au Canada par le *Code national du bâtiment* (CNRC, 1995.a) visant les constructions neuves, difficilement applicable aux bâtiments existants. En effet, le dimensionnement des constructions neuves vise à assurer une sécurité maximale en incluant des coefficients de sécurité assez élevés, tandis qu'une évaluation cherche à prédire le comportement réel d'une structure.

On peut, toutefois, utiliser les principes généraux du CNBC, lors d'une évaluation structurale, en tenant compte des commentaires du *Guide de l'utilisateur du CNBC 95* (CNRC, 1995.b). Par exemple, le commentaire K (parag. 38 à 42) informe les ingénieurs quant au calcul menant à l'évaluation sismique de bâtiments existants :

« Il peut être très difficile d'appliquer les exigences actuelles relatives à la protection contre les séismes présentées dans la partie 4 et les normes de calcul qui y sont incorporées par renvoi aux travaux de rénovation, en particulier dans le cas de bâtiments à valeur patrimoniale et d'autres bâtiments en maçonnerie non armée » (CNRC, 1995.b, parag. 38).

Aussi, on recommande l'utilisation des normes et codes de 1995 pour l'évaluation des surcharges sismiques de bâtiments existants, qu'il y ait une modification de surcharge ou non prévue (CNRC, 1995.b, tab. K-1). On suggère, dans le tableau K-3 du *Guide*, d'utiliser un coefficient de charge sismique réduit (0,6) afin de décider si une réhabilitation sismique est nécessaire. Les codes qui avaient cours au moment de la construction de bâtiments anciens ne peuvent être utilisés lors de l'évaluation sismique puisque les déficiences de ces normes ont été corrigées au fil des révisions des codes.

Afin de réaliser l'évaluation sismique d'un bâtiment existant, il est recommandé de suivre les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* (CNRC,

1992.b). Cette procédure permet de repérer les défauts typiques pouvant engendrer des dégâts structuraux lors de séismes. Dans le cas de bâtiments en maçonnerie non armée, l'annexe A des *Lignes directrices* offre une méthode adaptée. Cependant, cette évaluation détaillée, de même que celle présentée dans les *Guidelines for the Seismic Assessment of Stone Masonry Structures* (PWSGC, 2000), ne sont pas adaptées à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie non armée du Vieux-Montréal. En effet, les *Lignes directrices* du CNRC ne s'intéressent qu'aux bâtiments relativement récents à maçonnerie de brique et comportant des diaphragmes ancrés efficacement aux murs de maçonnerie (Bruneau, 1994.a, p. 534), tandis que les *Guidelines* conviennent à des projets où les détails structuraux sont entièrement connus et où des tests in situ peuvent être exécutés.

### **4.3 Comportement des bâtiments à maçonnerie de pierre**

Dans cette section est présenté le comportement global de ces structures, d'après certaines sources, dont l'EMS-98 et un document de Travaux publics et Services gouvernementaux Canada.

#### **4.3.1 Comportement structural général**

Cette sous-section est inspirée du rapport *Guidelines for the Seismic Assessment of Stone Masonry Structures* (PWSGC, 2000) et du rapport de l'ÉPFL sur la ville d'Aigle (Brennet et al., 2001). Tout d'abord, il faut spécifier que les constructions de maçonnerie traditionnelle sont des structures qui ont été conçues par les maçons selon des « règles du pouce », ce qui implique qu'elles ne possèdent pas de caractéristiques spécifiques afin de résister aux charges sismiques. De plus, on sait que les efforts engendrés dans les structures lors des séismes sont proportionnels aux forces d'inertie et à la masse des bâtiments. Les bâtiments de maçonnerie étant parmi les plus massifs, ils risquent d'engendrer de très grandes forces.

Un des dégâts courants subis par les murs de maçonnerie est l'effondrement hors du plan. Cela est souvent attribuable au manque de rigidité des diaphragmes, ainsi qu'à



une faiblesse au niveau des connexions des diaphragmes et des murs de maçonnerie. Par exemple, les bâtiments en maçonnerie avec diaphragmes en bois ne fournissent pas une grande rigidité horizontale. Advenant des secousses sismiques, les diaphragmes flexibles permettent aux murs d'osciller de façon désynchronisée, ce qui induit la fissuration des parois\* et mène à l'effondrement de leur partie haute. De plus, les diaphragmes flexibles empêchent la distribution uniforme des forces d'inertie engendrées lors des séismes et réduisent alors la capacité de l'ensemble du bâtiment. Pour ce qui est des connexions, les observations lors de séismes à travers le monde ont montré que :

- a. des connexions faibles entre les planchers et les murs peuvent résulter en la chute du diaphragme, suivie de l'effondrement des murs;
- b. une séparation à l'intersection des murs ou entre les murs et les planchers est fréquente et peut causer l'effondrement;
- c. des connexions faibles entre deux épaisseurs d'un mur dont la cavité est remplie de gravats et de mortier peut induire la séparation des murs périphériques.

Les murs porteurs en maçonnerie fournissent la résistance gravitaire et latérale. Cependant, leur capacité latérale dépend, entre autres, de l'élancement des murs, de la qualité des connexions et des matériaux ainsi que de la mise en oeuvre. Voici des dommages possibles au niveau des murs, en plus des dommages identifiés dans la liste précédente concernant les connexions :

- a. la résistance en cisaillement du mur est imputable à la résistance du mortier, qui était composé, à l'époque, de chaux et sable et peu ou pas du tout de ciment Portland (matériau découvert en 1844). Ce mélange peu résistant en cisaillement peut glisser dans le joint et causer l'effondrement et la ruine du mur;
- b. de larges ouvertures causent une réduction de la capacité latérale des murs. Des fissures diagonales de tension entre les ouvertures peuvent survenir lors de séismes;
- c. les murs minces ont peu de résistance latérale et peuvent s'effondrer hors de leur plan lorsqu'ils sont faiblement connectés dans leur partie haute;
- d. le haut des murs peut s'effondrer hors du plan sous l'effet de grandes accélérations sismiques faiblement contrebalancées par la charge gravitaire;

- e. les diaphragmes flexibles peuvent causer plusieurs dégâts aux murs : fissures horizontales aux joints murs – planchers; effondrement hors du plan des murs; fissures verticales ou séparation entre les murs aux coins et fissures diagonales dans les parois\*, bouts de murs et linteaux\*.

Les dégâts qui surviennent lors de tremblements de terre affectent particulièrement les structures en maçonnerie, et ce à travers le monde. Dans le Tableau I du chapitre 1, ce sont surtout des dégâts affectant ce type de structure qui sont listés.

#### 4.3.2 Classes de vulnérabilité des structures en maçonnerie

Les structures à murs porteurs de maçonnerie sont composées de divers types d'unités (blocs) assemblées par divers liants. En fait, selon l'EMS-98 (Grünthal et al., 1998), il y a sept types de construction de MNA, dont quatre sont présents dans le Vieux-Montréal (figure 42). Selon l'Échelle Macrosismique Européenne, les bâtiments de maçonnerie non armée peuvent fournir lors d'un séisme un comportement correspondant aux classes de vulnérabilité A à E. Rappelons que sur cette échelle, la classe A est la plus vulnérable et F la moins vulnérable.

	Type de structure	Classe de vulnérabilité					
		A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○					
	Brique crue (adobe)	○	—				
	Pierre brute	○	—				
	Pierre massive		○	—			
	Non renforcée, avec des éléments préfabriqués		○	—			
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé		○	—			
	Renforcée ou chaînée			○	—		

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable;  
 .... Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

Types présents dans le Vieux-Montréal

Figure 42 Classes de vulnérabilité des structures de maçonnerie selon l'EMS-98 (Grünthal et al., 1998)

Tout d'abord, les bâtiments en maçonnerie traditionnelle de moellons bruts ou de pierres tout venant ont souvent du mortier de faible qualité. Cela signifie que ce type de maçonnerie n'est pas très résistant aux forces latérales engendrées par les tremblements de terre. De plus, les planchers sont généralement en bois et ne fournissent pas une grande rigidité horizontale. Dans l'EMS-98, les bâtiments de maçonnerie traditionnelle font tous partie de la classe A, la plus vulnérable.

Ensuite, les maçonneries de pierres brutes sont composées de pierres ayant été taillées avant leur pose. Selon l'EMS-98, ce type de construction est associé à la classe de vulnérabilité B, sauf s'il est en mauvaise condition ou a été mis en œuvre médiocrement, dans ce cas il est de classe A. Souvent, des pierres plus imposantes sont posées aux coins des bâtiments, liant les pans de murs, ce qui constitue un chaînage\*. La classe de vulnérabilité associée aux structures chaînées varie de C à E.

Enfin, les maçonneries de pierres massives concernent habituellement les constructions monumentales. Dans certains cas, des bâtiments du 19<sup>e</sup> siècle construits de cette façon possèdent une grande résistance, ce qui les associe aux classes C ou D. L'annexe 2 présente les degrés de dégâts survenant aux bâtiments en maçonnerie.

#### **4.4 Choix et adaptation de la procédure d'analyse**

La présentation des différentes méthodes d'analyse du chapitre 2 avait pour but de prendre connaissance de celles-ci et de leur classification en fonction du type d'application ou de la difficulté de calcul, en plus de présenter des exemples d'application de ces méthodes. Il a été montré, à la section 2.5, que les méthodes analytiques sont valables pour des évaluations de bâtiments, afin de déterminer l'intensité sismique associée à divers niveaux de dégâts, en l'absence d'observations consignées lors de séismes passés. L'analyse sismique simplifiée, utilisée dans le présent chapitre, fusionne deux méthodes présentées à la section 2.7. La première est celle employée dans le rapport sur la vulnérabilité et le risque sismique de la ville d'Aigle (ÉPFL, Brennet et al., 2001) et la deuxième est celle de Lang (ÉPFZ, 2002).

Dans l'étude de l'ÉPFL, les normes américaines FEMA-273 (1997) et FEMA-356 (2000) ont été utilisées pour la plupart des calculs et hypothèses. La norme suisse SIA-160 a quant à elle servi à définir l'aléa sismique. Notons aussi qu'un calcul (résistance au glissement dans les joints) utilisait une formule canadienne tirée des *Lignes directrices* (CNRC, 1992.b). Seuls les calculs de résistance dans le plan ont été réalisés dans cette étude, les caractéristiques des bâtiments analysés indiquant que le mode de rupture hors du plan n'était pas critique. Dans la présente recherche, la résistance hors du plan est incluse. Les normes du FEMA américain et des *Lignes directrices* canadiennes sont utilisées, alors que l'accélération spectrale et les forces statiques équivalentes sont définies à partir de l'ébauche de la version 2005 du CNBC. Le comportement sismique est analysé pour deux degrés de dégâts, soit le degré 2 de l'EMS-98 (dégâts structuraux légers) et le degré 5 (dégâts structuraux très importants). Ce sont, en général, les seuils pour lesquels on veut connaître la performance des bâtiments. L'accélération pouvant être reprise par les murs à ces deux degrés est calculée. Ensuite, ces deux niveaux de performance sont comparés à l'accélération de conception de la norme canadienne.

La méthode de Lang, dont les travaux ont aussi été réalisés en Suisse, à l'ÉPFZ, est utilisée ici afin de déterminer la résistance hors du plan des bouts de murs, ainsi que la capacité du bâtiment. En effet, la résistance des bouts de murs, calculée par les formules du FEMA, sert à tracer les courbes de capacité des bouts de murs et du bâtiment. La modélisation bilinéaire de la capacité selon les paramètres spectraux de demande et de réponse sismique est ensuite comparée aux courbes de capacité fournies dans le document HAZUS® 99 (FEMA, 2002.a).

#### **4.5 Bases théoriques de la méthode**

Dans cette section, la théorie des calculs effectués aux sections 4.7 et 4.8 est présentée. Il s'agit, en fait, de la méthode d'évaluation sismique du FEMA. Les modes de rupture des bâtiments en MNA sont connus : il s'agit de la rupture dans le plan, ductile ou fragile, ainsi que de la rupture ductile hors du plan. La résistance selon tous les modes de rupture possibles est étudiée dans la présente étude.

#### 4.5.1 Définition des éléments d'un mur

La définition des éléments d'un mur est nécessaire avant d'aborder les calculs, de façon à s'assurer d'un langage commun pour la suite. Ces différents éléments sont présentés à la figure 43.

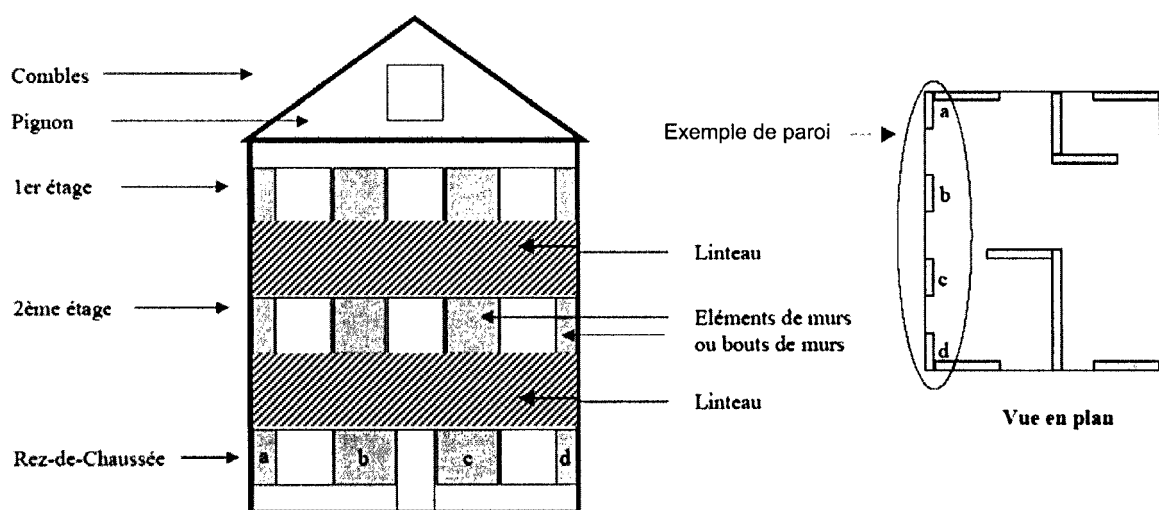


Figure 43 Définition des éléments principaux d'un mur  
(adapté de Brennet et al., 2001, p. F-9)

Voici la description des différents éléments :

- a. *Bouts de murs* : ces éléments ombragés sur la figure 43 reprennent les forces sismiques sur leur hauteur effective,  $h_{eff}$ , égale à la plus petite hauteur des ouvertures adjacentes. *Pier* en anglais.
- b. *Linteaux\** : ce sont les éléments horizontaux hachurés séparant deux étages. *Spandrel* en anglais.
- c. *Paroi\** : ensemble des bouts de murs dans un même plan vertical et sur un même étage. Par exemple, la paroi\* du rez-de-chaussée de la figure 43 est  $a + b + c + d$ .

#### 4.5.2 Propriétés de la maçonnerie

Afin de calculer les efforts qui engendrent les différents modes de ruptures dans une structure, les propriétés des matériaux doivent être connues ou du moins estimées.

Contrairement à des matériaux homogènes ou monolithiques, tels l'acier ou le béton, les propriétés de la maçonnerie sont difficiles à estimer puisque plusieurs facteurs les influencent. Parmi ceux-ci, il y a la mise en œuvre, la composition et l'épaisseur des couches de mortier, la grosseur des pierres, etc.

La maçonnerie de pierre des bâtiments anciens du Vieux-Montréal est composée de mortier de chaux et de moellons de pierre ou pierres taillées. Les mortiers de chaux, utilisés massivement jusqu'à la fin du 19<sup>e</sup> siècle, ont une résistance faible, variant entre 0,2 et 2,0 MPa (PWSSGC, 2000; Brennet et al., 2001). Ce type de mortier est moins résistant que les mortiers à chaux hydraulique, ou ceux contenant du ciment Portland, qui peuvent atteindre plus de dix MPa.

Les caractéristiques structurales de la maçonnerie porteuse, tirée de la littérature, figurent au Tableau X.

Tableau X  
Caractéristiques structurales de maçonnerie porteuse

Pierre	Module d'élasticité $E_m$ en GPa	Résistance en compression, $f_m$ en MPa	Résistance au cisaillement, $\tau$ en MPa	Résistance à la traction diagonale, $f_{dt}$ en MPa
Calcaire	0,22 – 3,6	0,46 – 0,82	---	---
Pierre (exceptée calcaire)	0,2 – 3,6	0,3 – 5,5	0,2 - 0,4	0,19

(d'après PWSSGC, 2000; Brennet et al., 2001)

Le Tableau XI présente les valeurs retenues pour les calculs de ce chapitre.

Tableau XI  
Valeurs de résistance retenues

Module d'élasticité, $E_m$ en GPa	Résistance à la compression, $f_m$ en MPa	Résistance au cisaillement, $\tau$ en MPa	Résistance à la traction diagonale, $f_{dt}$ en MPa
3,25	0,77	$0,09 + 0,71 \sigma_n$	0,19

Les valeurs provenant du document de PWSGC ont été privilégiées par rapport aux valeurs fournies dans des références européennes puisque les matériaux, de même que les procédures des tests pour obtenir les valeurs, sont différents dans chaque région. Le module d'élasticité qui est retenue (3 250 MPa) est celui proposé pour la maçonnerie de calcaire placée selon un appareil régulier du document de PWSGC. La valeur de résistance en compression utilisée est celle fournie pour le calcaire dans le même document, soit 0,77 MPa. Pour ce qui est de la résistance en cisaillement, la valeur provient du calcul effectué selon la formule de PWSGC, prenant en considération la contrainte normale. Le calcul a été effectué avec des valeurs moyennes, tel que démontré à l'équation 4.1.

$$\tau = \tau_o + \mu \cdot \sigma_n \quad \text{où} \quad \tau_o = 0,06 \text{ à } 0,12 \text{ et } \mu = 0,62 \text{ à } 0,8 \quad (4.1)$$

Les valeurs moyennes de  $\tau_o$ , la résistance au cisaillement d'adhésion, et de  $\mu$ , le coefficient de friction, valent respectivement 0,09 et 0,71. La valeur de  $\sigma_n$ , la contrainte normale, est variable selon les bouts de murs, alors on obtient une valeur de résistance au cisaillement  $\tau$  spécifique à chacun, égale à  $0,09 + 0,71 \cdot \sigma_n$ , variant entre 0,09 et 0,43 MPa. Notons au passage que des chercheurs italiens (Calvi et Magenes, 1994) ont défini une formule semblable qui utilise deux coefficients et la contrainte due à la charge verticale. Selon cette équation, les valeurs de  $\tau$  varieraient entre 0,2 et 0,61 MPa.

Enfin, la valeur retenue pour la résistance à la traction diagonale est celle qui est utilisée dans le rapport de l'ÉPFL (Brennet et al., 2001), soit 0,19 MPa.

#### 4.5.3 Identification des degrés de dégâts

Afin de pouvoir évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments étudiés, on doit être en mesure de relier les calculs de déformations et de contraintes aux différents états de dommages qu'ils peuvent atteindre. Ceci est fait à l'aide de constats provenant d'essais en laboratoire. Ces relations sont données au Tableau XII.

Tableau XII

Degrés de dégâts et phénomènes correspondant aux calculs

Degrés de dégâts (DG)	Description EMS-98	Observations	Identification du phénomène
1	Dégâts légers (pas de dégât structural)	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Fissures très minces,</li> <li>○ Chute de petits morceaux de plâtre</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Pas d'identification possible au moyen de calculs</li> <li>○ Début de la fissuration</li> </ul>
2	Dégâts modérés (légers dégâts structuraux)	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Fissures dans beaucoup de murs</li> <li>○ Beaucoup de chutes de gros morceaux de plâtre</li> <li>○ Effondrement partiel de cheminées</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Plastification de la première paroi* (comportement non-linéaire)</li> </ul>
3	Dégâts importants (dégâts structuraux modérés)	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Fissures larges importantes dans la plupart des murs</li> <li>○ Fracture des cheminées à la jonction du toit</li> <li>○ Chute d'éléments non-structuraux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Toutes les parois* atteignent un comportement non-linéaire</li> <li>○ La rigidité du bâtiment tend vers zéro</li> </ul>
4	Dégâts très importants (lourds dégâts structuraux)	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Effondrement sérieux des murs</li> <li>○ Effondrement structural partiel des toits et planchers</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Rupture du premier bout de mur</li> </ul>
5	Effondrement (très lourds dégâts structuraux)	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Bâtiment effondré ou sur le point de s'effondrer</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Rupture de tous les bouts de murs</li> </ul>

(d'après Grünthal et al., 1998; Lang, 2002)

#### 4.5.4 Description des modes de rupture et mode probable

Une des caractéristiques dont il faut tenir compte lors des calculs servant à déterminer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment est la hauteur effective des bouts de murs. C'est d'ailleurs cette variable qui permet de calculer le rapport de forme des murs et ainsi déterminer un mode de rupture probable, avant même d'aborder les calculs.

La hauteur effective des bouts de murs est définie par la hauteur participant au mode de rupture et correspond à la hauteur de la plus petite ouverture voisine. La grande hauteur des linteaux permet de considérer les bouts de murs encastrés aux deux extrémités dans ces éléments horizontaux. Le mur n'est donc pas un élément continu, mais plutôt un ensemble de bouts de murs reliés par des linteaux\*. Le tout agit comme



un cadre et on considère la répartition des forces sismiques comme triangulaire, sur la hauteur du mur. Les plus grandes forces sismiques sont localisées dans les bouts de murs du rez-de-chaussée et c'est à la jonction du bâtiment avec le sol que la réaction totale se produit.

Le rapport de forme des bouts de murs peut être utilisé afin de prédire leur mode de rupture. Ce rapport est calculé en divisant la longueur des bouts de murs en plan entre deux ouvertures,  $L$ , par la hauteur effective de ce bout de mur,  $h_{eff}$ . Le Tableau XIII présente les modes de rupture probables en fonction de la forme des bouts de murs.

Tableau XIII

Modes de rupture probable selon la forme du bout de mur

Rapport $L / h_{eff}$	Forme du bout de mur	Mode(s) de rupture probable
$\leq 0,67$	Très élancée	Balancement : grande ductilité
$0,67 < L/h_{eff} \leq 1,5$	Carrée	Écrasement du pied ou traction diagonale : faible ductilité
$> 1,5$	Très trapue	Glissement au niveau des joints (rare) : très grande ductilité

(d'après Bruneau, 1994.a; Brennet et al., 2001; Lang, 2002)

Les modes de rupture ductiles peuvent se produire dans le plan ou hors du plan. Le premier cas de rupture ductile, alors que le mur demeure en plan, se produit lors d'un déplacement non-linéaire de la partie supérieure d'un mur très élancé sur une distance égale à au moins 45 % de l'épaisseur du mur. On appelle ce phénomène le balancement (figure 44.a).

Le deuxième cas de rupture ductile touche surtout les murs trapus, c'est-à-dire qui ont un rapport longueur sur hauteur d'au moins 1,5. Dans ce cas, les unités de maçonnerie peuvent glisser à cause d'une faiblesse des joints de mortier (figure 44.b)A). Même s'il n'a jamais été observé, le glissement dans les joints est calculé dans le FEMA-273 (1997). Cependant, il est recommandé d'utiliser le principe de calcul du CNRC (1992.b) qui tient compte de l'effort normal.

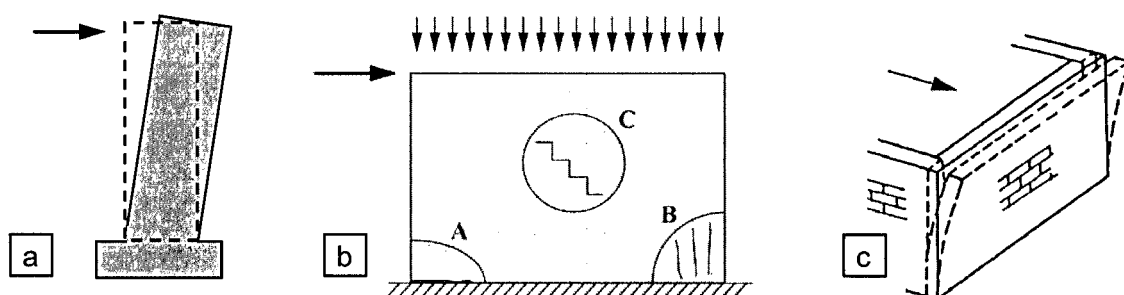


Figure 44 a) Rupture par balancement, b) A - rupture par glissement dans les joints, B - par écrasement du pied du mur et C - par traction diagonale, c) rupture hors du plan (a : dessin de l'auteure), (b et c: Lang, 2002, p. 38 et 56)

Le mode de rupture fragile le plus courant se produit dans le plan. Il est causé soit par l'écrasement du pied du mur ou par la fissuration diagonale (figure 44.b) B et C). Ces types de rupture se produisent pour des murs ayant un rapport longueur sur hauteur près de l'unité. L'écrasement du pied du mur se produit lorsque des fissures de traction se produisent au bas du mur, ce qui augmente le cisaillement repris par la maçonnerie comprimée. Le mur peut alors se renverser ou s'écraser complètement. Pour la rupture par fissuration diagonale, cela se produit souvent pour des bouts de mur dont le mortier est faible et qui supportent de faibles charges verticales. Les pierres séparées du mortier peuvent alors engendrer de grands déplacements.

La rupture hors du plan se produit lorsque les connexions des murs aux planchers sont insuffisantes (figure 44.c). À ce moment-là, les murs agissent comme des poutres cantilevers très élancées, vulnérables à la rupture hors du plan.

Ces modes de rupture sont théoriques et la cause des ruptures est souvent multiple, ce qui ne permet pas toujours d'identifier un mode de rupture dominant lors d'essais expérimentaux. Pour chaque bout de mur sera évaluée la résistance aux quatre modes de rupture dans le plan, soit le balancement, l'écrasement du pied du mur, la traction diagonale et le glissement au niveau des joints ainsi que la rupture hors du plan.

#### 4.6 Présentation du bâtiment étudié

La Maison du Calvet, dont certaines caractéristiques ont été présentées à la section 3.4.3, a été choisie en tant que structure représentative en MNA. Ce bâtiment sera analysé dans les prochaines sections en correspondance avec l'EMS-98 et par modèle analytique simple en se basant sur des procédures statiques non-linéaires. Le choix de ce bâtiment se justifie puisque les plans, disponibles dans *Montréal en évolution* (Marsan, 1994), permettent d'obtenir les caractéristiques géométriques de la structure. Ensuite, ce bâtiment construit au 18<sup>e</sup> siècle, a été érigé en deux phases (1725 et 1770), ce qui le situe approximativement au milieu de l'époque s'étendant des débuts de la colonie, en 1642, jusqu'en 1859. De plus, ce bâtiment respecte les ordonnances de construction, édictées en 1721 et 1727. En effet, il possède des murs porteurs en maçonnerie (0,45 à 1,45 m d'épaisseur), une charpente de toiture « à pannes\* » et des murs coupe-feu\* imposants aux pignons.

La localisation de cette maison, une isométrie, les élévations et les plans des étages sont présentés à la figure 45. On remarque que le bâtiment est situé à une intersection, ce qui peut favoriser les efforts de torsion lors de séismes.

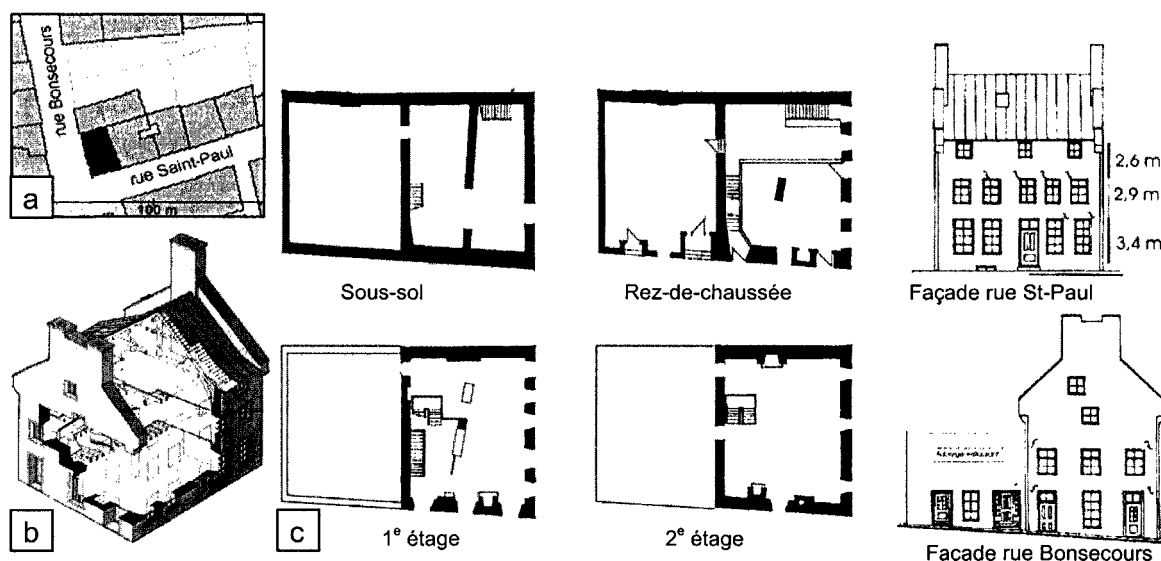


Figure 45 a) Localisation, b) isométrie et c) plans et élévations de la Maison du Calvet  
(a: Société de développement de Montréal, 2000), (b: Michaud, 1991, p. 27),  
(c: adapté de Marsan, 1994, p. 117)

La figure 46 montre des travaux de rejointoiement, à l'automne 2003, et le chaînage\* d'angle, qui se définit par des pierres équerries plus grosses que les autres unités et qui forment l'arête des murs.

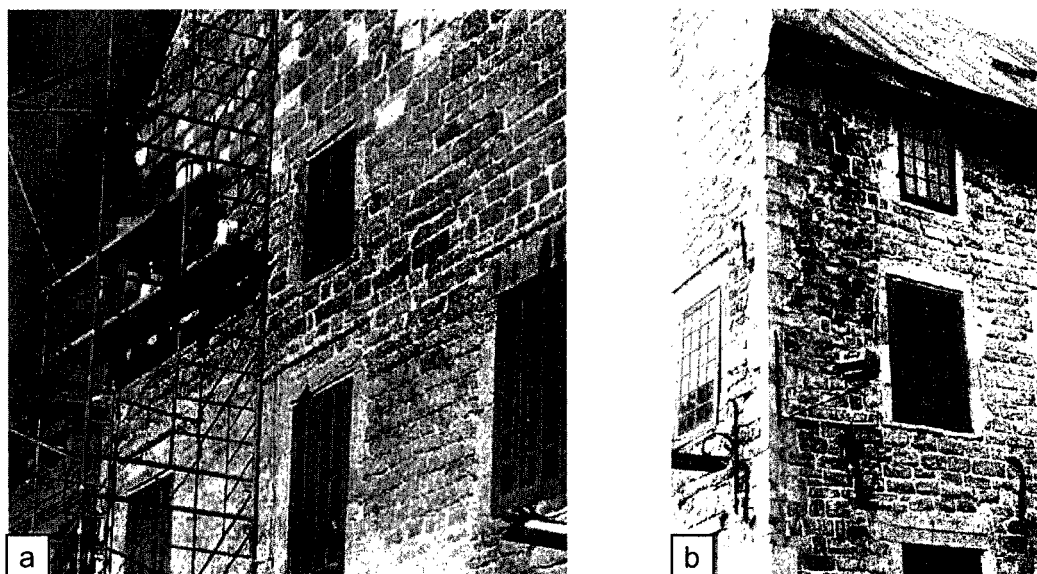


Figure 46 a) Rejointoiement et b) chaînage\* d'angle et encadrements de pierre taillée (a et b: photos de l'auteur)

Une description technique de la Maison du Calvet est donnée sur le site Web du Vieux-Montréal (Société de développement de Montréal, 2000). Voici une partie de ce texte :

« Conscient des dangers posés par le feu, particulièrement à la suite des ravages occasionnés par les incendies de 1765 et de 1768, Du Calvet était fier d'avoir fait ériger une maison à l'épreuve du feu. Une description de la maison qu'il faisait publier dans la *Gazette de Québec* en 1781, mérite d'être citée: « une belle maison en pierre d'environ 90 pieds sur la ligne de la rue Saint-Paul, à trois étages, à l'abri du feu et de tout autre accident par sa construction, la couverture étant en ciment et par-dessus le ciment couverte en bon fer blanc avec un vernis plaqué dessus; les dalles sont toutes en pierre de taille et garnies en dedans avec des plaques de plomb d'environ 25 pieds de long sur 80 de large et deux lignes d'épaisseur vernissées. Il y a de très belles caves de la grandeur de ladite maison... »

Voici quelques autres caractéristiques, tirées de l'inventaire (annexe 6) :

- a. le bâtiment principal fait 2,5 étages et la rallonge, un étage;
- b. les dimensions du bâtiment principal : 12,2 x 10,3 x 14,2 m de hauteur;
- c. la superficie des planchers du bâtiment principal s'établit à 303 m<sup>2</sup>;

- d. les murs du sous-sol comportent des placards intégrés;
- e. la pierre brute taillée d'appareil régulier qui couvre les façades est du calcaire gris de Montréal, comme la plupart des édifices construits avant le 20<sup>e</sup> siècle;
- f. la charpente intérieure est en cèdre massif;
- g. les planchers sont constitués de planches en pin sur des traverses en « V » et les espaces sont remplis de ciment;
- h. les planchers sont ancrés aux murs de maçonnerie (esses);
- i. les murs coupe-feu comprennent quatre cheminées.

À l'aide des renseignements acquis sur la Maison du Calvet et par comparaison avec des renseignements généraux obtenus sur les bâtiments traditionnels en maçonnerie, les propriétés techniques de ce bâtiment ont pu être définies. Les planchers sont considérés comme non rigides, par opposition à un diaphragme rigide qui serait capable de distribuer les efforts également sur les murs. Les planchers de bois sont considérés flexibles, puisqu'ils se déforment beaucoup et peuvent amplifier l'accélération qu'ils subissent de trois ou quatre fois (Bruneau, 1994.a, p. 516). Les grands déplacements possibles des planchers peuvent engendrer des déplacements différentiels des murs chargés dans le plan et l'augmentation de l'excitation des murs chargés hors du plan.

Aussi, selon la description d'époque, la toiture est en ciment couvert de tôle de fer. La toiture est encore aujourd'hui métallique, mais il n'est pas fait mention de la présence de ciment. On peut supposer une épaisseur de 40 à 50 mm de ciment qui aurait servi à la fois d'isolant et de matériau rigide sur lequel poser la tôle. La présence de caves permet de faire l'hypothèse que les fondations sont profondes et ainsi on peut considérer le bâtiment et chacun des bouts de murs encastrés au niveau du rez-de-chaussée. Les murs de maçonnerie sont en pierre calcaire grise de Montréal. L'épaisseur des bouts de murs du rez-de-chaussée varie de 0,45 m à 1,45 m (détails à la section 4.7.5). Des chaînages\* d'angle sont présents (figure 46), mais leurs petites dimensions ne permettent pas de leur accorder une influence sur le comportement sismique du bâtiment. Le bâtiment est classé dans la catégorie « pierre brute » de l'EMS-98, dû à son appareil de pierres brutes taillées (cf. figure 42).

## 4.7 Calcul de la résistance sismique du bâtiment

Tout d'abord, il faut spécifier que lors de vérifications, on utilise les valeurs nominales afin de pouvoir évaluer la situation réelle. Le poids des éléments du bâtiment a été calculé, afin d'obtenir le poids de chaque étage ainsi que le poids global de la maison. La somme de cette charge permanente et du quart de la charge de neige correspond au poids sismique  $W = 13\,187\text{ kN}$ . Le détail du calcul est présenté à l'annexe 7.

### 4.7.1 Période fondamentale du bâtiment

Selon la version préliminaire du CNBC 2005 portant sur le calcul sismique, à l'alinéa 4.1.8.11.3)b), le calcul de la période fondamentale de vibration latérale s'effectue selon la formule de l'équation 4.2. Cette période de vibration latérale est calculée en secondes et utilise uniquement la hauteur totale du bâtiment,  $h_n$  en mètres.

$$T_a = 0,05 (h_n)^{3/4} = 0,05 (14,2)^{3/4} = 0,37\text{ s} \quad (4.2)$$

Cette période se compare très bien à la période calculée selon le FEMA (2000, p. 3-11) et qui comporte des coefficients propres aux structures de maçonnerie. En effet, la valeur de la période fondamentale est calculée tel que présenté à l'équation 4.3. Les coefficients  $C_t$  et  $\beta$  valent respectivement 0,02 et 0,75 pour la maçonnerie traditionnelle. Notons que la hauteur du bâtiment doit être exprimée en unité impériale (pieds).

$$T_a = C_t (h_n)^\beta \text{ d'où } T_a = 0,02 (46,7)^{0,75} = 0,36\text{ s} \quad (4.3)$$

La période fondamentale de vibration qui sera utilisée pour la suite est celle du CNBC, égale à 0,37 s, indépendamment de la direction de séisme utilisée.

### 4.7.2 Accélérations spectrale et maximale au sol

Selon les informations obtenues à la Ville de Montréal (Division des laboratoires), le sol peut être qualifié de très dense (classe C), puisque l'indice de pénétration standard moyen sur les 30 premiers mètres de sol vaut 76, ce qui est supérieur à 50. On obtient donc des coefficients de site,  $F_a$  et  $F_v$ , valant 1 pour toutes les valeurs d'accélération

spectrale du bâtiment, selon la version préliminaire du CNBC 2005, tableaux 4.1.8.4.B et C. Tout d'abord, c'est l'accélération spectrale ayant une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans qui sera calculée. C'est cette intensité de séisme qui sera employée dans le CNBC 2005. Afin d'obtenir une autre valeur de calcul des forces statiques, le calcul avec l'intensité du code actuel, correspondant à une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans, sera aussi effectué. Ce calcul sera réalisé avec les valeurs de l'ébauche du code de 2005, obtenues à l'aide d'un modèle plus robuste que celui de 1985 ayant fourni les valeurs du CNBC 1995.

### ***Probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans***

La valeur d'accélération spectrale de conception doit être interpolée linéairement à l'aide des accélérations obtenue pour les périodes de 0,2 s et 0,5 s à l'aide de l'équation 4.4, d'après l'alinéa 4.1.8.4.6) du CNBC.

$$S(0,2) = F_a \cdot S_a(0,2) \quad \text{et} \quad S(0,5) = \min [F_v \cdot S_a(0,5) \text{ ou } F_a \cdot S_a(0,2)] \quad (4.4)$$

Les valeurs de  $S_a(T=0,2)$  et  $S_a(T=0,5)$ , selon le tableau 1 de l'Open File 4459 (Adams et Halchuk, 2003.a), pour un bâtiment situé à Montréal, sont respectivement égales à 0,69 g et 0,34 g. L'accélération de calcul est interpolée à l'équation 4.5.

$$S(0,2) = 1 \cdot 0,69 = 0,69 \text{ g} \quad \text{et} \quad S(0,5) = \min[1 \cdot 0,34 \text{ g} ; 1 \cdot 0,69 \text{ g}] = 0,34 \text{ g}$$

$$\text{Par interpolation : } S(0,37) = 0,49 \text{ g} \quad (4.5)$$

La valeur d'accélération spectrale de conception est donc égale à 0,49 g et l'accélération maximale au sol (PGA) pour Montréal est évaluée à 0,43 g, selon l'Open File 4459 (Adams et Halchuk, 2003.a).

### ***Probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans***

Cette fois-ci, l'accélération spectrale doit être interpolée, à l'aide du tableau 3 de l'Open File 4459 (Adams et Halchuk, 2003.a). Cette accélération vaut 0,2 g pour un bâtiment ayant une période de 0,37 s. Cette accélération plus faible correspond à une intensité de séisme moins élevée, ayant une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans.

### 4.7.3 Coefficients de ductilité et de surrésistance

Ces facteurs sont définis dans l'ébauche du CNBC 2005, au tableau 4.1.8.9. Ils reflètent la ductilité ( $R_d$ ) et la surrésistance ( $R_o$ ) des systèmes de résistance latérale qui possèdent des propriétés de ductilité et de redondance reconnues par le code. Pour les bâtiments à maçonnerie non armée qui ont été conçus selon la norme CSA S304.1, ces deux facteurs valent 1. Cela reflète bien ce qui est généralement reconnu pour ce type de structure, à savoir qu'elles sont peu ductiles et non redondantes. Évidemment, le bâtiment étudié n'a pas été conçu selon la norme mentionnée. On peut tout de même relever que la valeur unitaire accordée à des nouveaux bâtiments en MNA serait la valeur attribuée aux anciens bâtiments du même matériau, puisque la valeur unitaire est la limite inférieure des facteurs.

Dans le tableau 4.1.8.9. de l'ébauche du CNBC 2005, on remarque qu'il ne serait pas permis de construire un nouveau bâtiment du type de celui qui est étudié dans le présent chapitre. En effet, pour la valeur de  $I_E \cdot F_a \cdot S_a(0,2)$  égale à 0,49 g, le code indique que ce type de système résistant aux forces latérales n'est pas permis. Notons que le coefficient d'importance,  $I_E$ , vaut 1 dans le cas de bâtiments d'importance normale.

### 4.7.4 Calcul de la force statique équivalente minimale

Selon l'alinéa 4.1.8.7.1 de l'ébauche du CNBC 2005, la procédure de force équivalente statique pourrait être utilisée pour le calcul des charges sismiques entrant dans la conception d'un tel bâtiment. En effet, le bâtiment correspond à l'option c), soit une structure irrégulière de type 3 (irrégularité de la géométrie verticale), dont la hauteur est inférieure à 20 m et la période inférieure à 0,5 s. On peut donc calculer la force latérale d'un séisme de conception pour le bâtiment étudié selon l'équation 4.6. Ce « calcul force » est basé sur les déformations élastiques et ne tient pas compte de la ductilité que le bâtiment peut fournir à l'état de plastification.

$$V = S(T_a) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W / (R_d \cdot R_o) \quad (4.6)$$



Le facteur  $M_v$ , considérant la participation des autres modes, est égal à 1 dans le présent cas, puisque la période fondamentale du bâtiment est inférieure à 1 s (tableau 4.1.8.11. de l'ébauche). Toutes les autres valeurs des variables de l'équation 4.6 sont connues, alors on peut facilement calculer  $V$ , ce qui est fait à l'équation 4.7. Il s'agit de la force minimale latérale de séisme à utiliser lors de la conception, selon les probabilités de dépassement de 2 % en 50 ans et 10 % en 50 ans.

$$V_{2\%/50 \text{ ans}} = 0,49 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13\,187 \text{ kN} / (1 \cdot 1) = 6\,462 \text{ kN} \quad (4.7)$$

$$V_{10\%/50 \text{ ans}} = 0,20 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13\,187 \text{ kN} / (1 \cdot 1) = 2\,637 \text{ kN}$$

#### 4.7.5 Répartition des forces équivalentes statiques

Les parois\* de maçonnerie peuvent être calculées séparément, dû au fait qu'elles agissent de façon indépendante lors de séismes, en l'absence de diaphragme rigide (voir section 4.6). On ne peut, non plus, considérer les connexions de type esse\* comme étant très fiables puisqu'elles datent d'une autre époque. De ce fait, elles risquent d'être très détériorées, d'avoir été mal conçues ou mises en œuvre incorrectement, ce qui aurait un effet négatif sur le comportement (Newman, 2001, p. 651).

Les forces équivalentes statiques sont réparties selon l'hypothèse que la majorité de la masse du bâtiment est située dans les murs, dans le cas des bâtiments en MNA. Les forces sont donc réparties sur les parois\* orientées dans la direction considérée du séisme en proportion de la surface en plan de ces parois\*. À la figure 47, la répartition des forces sur les parois\* de l'axe nord-sud est présentée.

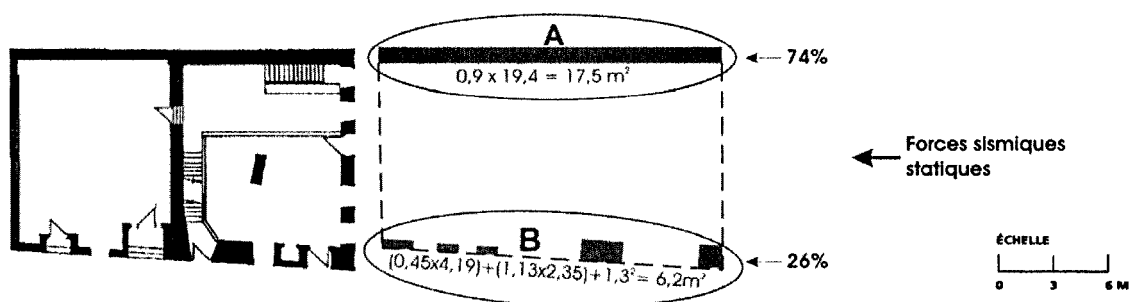


Figure 47 Répartition des forces statiques sur les parois\* de l'axe nord-sud

Pour ce qui est de la figure 48, il s'agit de l'axe est-ouest, pour lequel quatre parois\* reprennent chacune une portion de la force totale.

Le Tableau XIV donne les valeurs des forces statiques réparties sur chacune des parois\* selon les proportions indiquées aux figures 47 et 48, pour deux niveaux d'intensité de séismes.

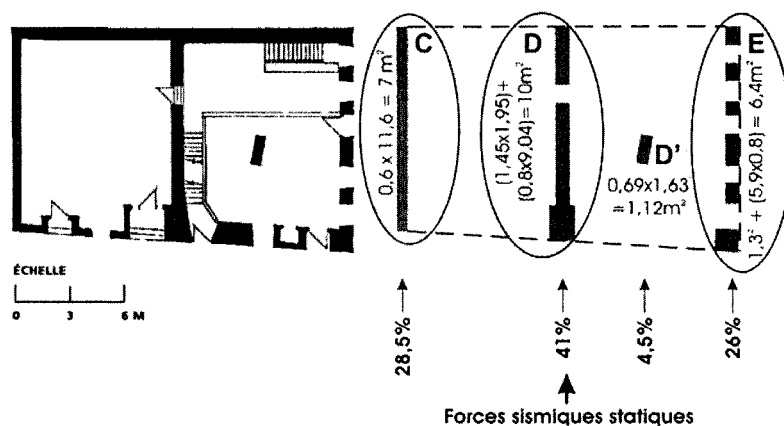


Figure 48 Répartition des forces statiques sur les parois\* de l'axe est-ouest

Tableau XIV

Forces statiques réparties sur les parois\*

Axe nord-sud			Axe est-ouest		
Parois*	Forces statiques équivalentes 2 % / 50 ans (kN)	Forces statiques équivalentes 10 % / 50 ans (kN)	Parois*	Forces statiques équivalentes 2 % / 50 ans (kN)	Forces statiques équivalentes 10 % / 50 ans (kN)
A	4 782	1 951	C	1 842	753
B	1 680	686	D	2 649	1 075
Total	6 462	2 637	D'	291	121
			E	1 680	688
			Total	6 462	2 637

#### 4.7.6 Calcul de la résistance des bouts de murs

Afin d'obtenir la résistance des parois\*, notée  $Q_{Cw}$ , on doit tout d'abord calculer la résistance des éléments qui les composent, les bouts de murs. La résistance à chacun des modes de rupture abordés à la section 4.5.4 est calculée pour chacun des bouts de

murs afin d'obtenir leur résistance,  $Q_c$ , correspondant à la valeur la plus faible des différents modes de rupture. Cela devrait correspondre, en général, au mode de rupture identifié d'après la forme de l'élément, tel que présenté au Tableau XIII (p. 92).

### ***Glissement au niveau des joints***

La résistance au glissement dans les joints est calculée à partir de la théorie disponible dans les *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* (CNRC, 1992.b, annexe A, A.5)

$$V_{bjs} = (A / 1,5) \cdot (0,56 \tau + 0,75 P_D / A) \quad (4.8)$$

La résistance au glissement,  $V_{bjs}$ , est calculée à l'aide de la résistance prévue au cisaillement du mortier,  $\tau$ , de l'aire de la maçonnerie non armée,  $A$ , et de la charge permanente superposée au haut du trumeau ou du mur concerné,  $P_D$ . Tel que présenté au Tableau XI (page 89), la valeur utilisée pour la résistance au cisaillement du mortier est de  $(0,09 + 0,71 \cdot \sigma_n)$  MPa. L'aire de la maçonnerie est calculée dans le plan horizontal, tandis que la charge permanente superposée tient compte de la charge permanente de la portion tributaire de la toiture et des planchers ainsi que de la portion du mur de maçonnerie au-dessus du bout de mur étudié.

### ***Balancement***

En ce qui concerne le balancement, l'équation utilisée provient du FEMA-356 (FEMA, 2000). La résistance à ce mode de rupture prend en compte le rapport  $L / h_{eff}$ .

$$V_r = 0,9 \cdot \alpha \cdot P_D \cdot (L / h_{eff}) \quad (4.9)$$

Selon le Tableau XIII, ce mode de rupture serait en général associé à des murs élancés ayant un rapport  $L / h_{eff}$  inférieur à 0,67. Le facteur  $\alpha$  correspond au type d'appuis. Il est égal à 0,5 dans le cas de bouts de murs encastrés seulement à une extrémité (cantilever) et vaut 1,0 dans le cas des bouts de murs encastrés aux deux extrémités, ce qui est notre cas. Pour ce qui est de la charge permanente superposée au haut du

mur, c'est la même que celle qui entre dans le calcul de  $V_{bjs}$ . L'équation présentée ici est la même que celle des *Lignes directrices*, à la différence du facteur  $\alpha$  ajouté dans le FEMA. Notons que c'est un regroupement d'ingénieurs californiens (ABK, 1984) qui avait proposé cette formule.

### ***Traction diagonale***

La résistance à la traction diagonale,  $V_{dt}$ , est obtenue à l'aide de l'équation 4.10, qui provient encore une fois du document FEMA-356 (2000).

$$V_{dt} = f'_{dt} \cdot A \cdot (L / h_{eff}) \cdot (1 + (P_D / (A \cdot f'_{dt})))^{1/2} \quad (4.10)$$

La nouvelle variable qui entre dans ce calcul est  $f'_{dt}$ , la résistance à la traction diagonale, qui vaut 0,19 MPa (Tableau XI).

### ***Écrasement du pied du mur***

Enfin, pour le dernier mode de rupture dans le plan, soit l'écrasement du pied du mur, la résistance est donnée par cette équation :

$$V_{tc} = \alpha \cdot P_D \cdot (L / h_{eff}) \cdot (1 - P_D / (A \cdot 0,7 \cdot f'_m)) \quad \text{où } L / h_{eff} \geq 0,67 \quad (4.11)$$

La variable  $f'_m$  est la résistance à la compression de la maçonnerie, égale à 0,77 MPa (Tableau XI).

### ***Rupture hors plan***

La rupture des murs de maçonnerie non armée hors de leur plan doit être évaluée lorsque les portées sont importantes ou que la hauteur des murs pignons est importante. La deuxième condition est présente à la Maison du Calvet, alors la résistance des parois\* à une rupture hors du plan a été calculée. Une méthodologie disponible pour ce calcul a été proposée par Priestley en 1985 (Bruneau, 1994.a, p. 522). Cependant, cette méthode peut seulement être appliquée lorsque les murs sont correctement ancrés aux planchers et aux toits, ce qui n'est pas le cas ici.

La méthodologie utilisée pour ce calcul est celle proposée par Lang (2002, section 4.3.3). Il est important de spécifier que la fissuration n'implique par la ruine d'un bout de mur dans le cas d'une vérification des bouts de murs de maçonnerie non armée. Après le début de la fissuration, les fissures se propagent à travers l'épaisseur des murs. À ce moment-là, la contrainte maximale de compression augmente puisque la zone de compression diminue jusqu'à ce que la condition ultime à laquelle la résistance en compression de la maçonnerie,  $f'_m = 0,77 \text{ MPa}$ , soit atteinte (Tableau XI). La distribution de contrainte n'est pas uniforme, mais peut être assimilée à une distribution rectangulaire. On calcule d'abord la variable  $a$ , la largeur du bloc de compression (figure 49.a), selon cette équation :

$$a = P_D / (f'_m \cdot L) \quad (4.12)$$

La variable  $P_D$  est l'effort normal sur le haut du bout de mur, alors que la variable  $L$  est la longueur du bout de mur, dans le plan parallèle au sol. Le moment à l'ultime est alors calculé selon l'équation 4.13, en référence à la figure 49.a).

$$M_{qu} = P_D \cdot (t - a) / 2 \quad (4.13)$$

Les valeurs  $m$  et  $n$ , les efforts de flexion et de compression unitaires, sont reliés tel qu'illustré par la parabole normalisée du diagramme d'interaction (figure 49.b).

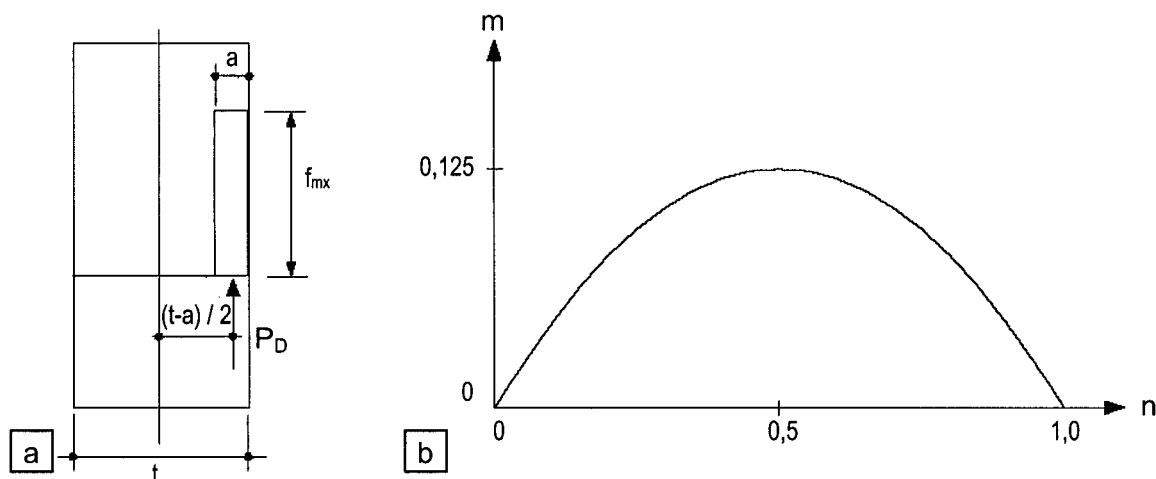


Figure 49 a) Distribution des contraintes à l'ultime et b) interaction des efforts axiaux et de flexion  
(Lang, 2002, p. 60)

Enfin, selon le type d'encastrement des bouts de murs considérés ainsi que la hauteur et la longueur de ces éléments ( $h_{\text{eff}}$  et  $L$ ), la résistance à la rupture hors du plan ( $V_o$ ) peut être calculée. Notons que les bouts de murs sont considérés encastrés dans les linteaux\* et dans les murs de fondations, ce qui permet d'utiliser la formule suivante :

$$V_o = M_{\text{qu}} \cdot 12 \cdot L / h_{\text{eff}}^2 \quad (4.14)$$

#### 4.7.7 Résistance des bouts de murs selon les cinq modes de rupture

Tout d'abord, la numérotation des bouts de murs dont la résistance contribue à la résistance des parois\* est illustrée à la figure 50. Rappelons que la résistance de chacune des parois\*,  $Q_{\text{CW}}$ , est la somme des résistances minimales des bouts de murs,  $Q_{\text{C}}$ , multipliée ou non par un coefficient de ductilité, selon le DG considéré. Les parois\* et les bouts de murs de maçonnerie non armée doivent être considérés comme contrôlés par les déformations dans les cas où c'est la résistance au glissement ou au balancement qui est critique. Si c'est la résistance à la traction diagonale ou à l'écrasement du pied du mur qui est critique, alors ce sont les efforts induits dans cet élément qui priment sur les déformations (FEMA, 2000, parag. 7.4.2.3).

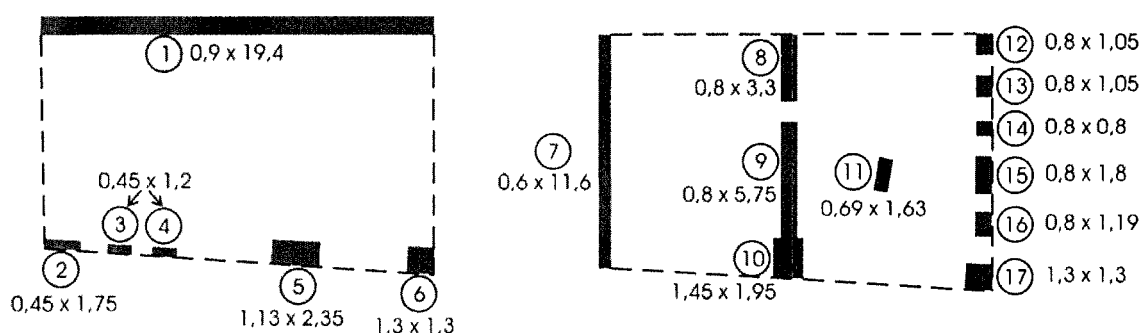


Figure 50 Numérotation des bouts de murs

La résistance minimale de chacun des bouts de murs est identifiée en gras dans le tableau des résistances aux divers modes de rupture dans le plan et hors du plan (Tableau XV). Pour ce qui est des modes de rupture dans le plan, il y a deux bouts de murs dont la résistance minimale est par rapport au glissement; quatre où c'est le balancement qui est critique et 11 pour lequel ce serait l'écrasement du pied du mur

qui serait critique en cas de séisme. Concernant la rupture hors du plan, il n'y a qu'un bout de mur pour lequel ce soit le mode critique. Il y a six bouts de murs dont la résistance est contrôlée par les déformations et 11 où pour lesquels la force domine.

Notons que dans les deux tiers des cas, les prévisions selon l'élanement du mur sont vérifiées par les calculs de résistance. Pour les six autres bouts de murs, la valeur minimale de résistance a un écart moyen de 58 % avec la résistance du mode de rupture probable, ce qui est considérable.

Tableau XV

Résistance aux modes de rupture dans le plan et hors du plan des bouts de murs

							Rupture Probable *	Dans le plan				Hors plan	
								Glisse- ment V <sub>bjs</sub> (kN)	Balan- cement V <sub>r</sub> (kN)	Traction V <sub>dt</sub> (kN)	Écrase- ment V <sub>tc</sub> (kN)	Moment ultime M <sub>qu</sub> (kN m)	Résis- tance V <sub>o</sub> (kN)
Bouts de murs		t (m)	L (m)	P <sub>D</sub> (MN)	h <sub>eff</sub> (m)	L h <sub>eff</sub>							
Nord-sud	1	0,9	19,4	2,01	4	4,85	G	2 124	8 774	20 389	7 666	769	11 193
	2	0,5	1,8	0,04	2,4	0,73	É/T	58	27	123	27	9	31
	3	0,5	1,2	0,03	2,1	0,57	B	44	17	68	20	7	23
	4	0,5	1,2	0,04	2,1	0,57	B	50	21	69	24	8	27
	5	1,1	2,4	0,80	2,6	0,90	É/T	701	651	733	319	275	1 148
	6	1,3	1,3	0,80	3,2	0,41	B	669	293	244	65	200	305
Est-ouest	7	0,6	11,6	0,03	4	2,90	G	258	84	3 881	92	10	83
	8	0,8	3,3	0,42	2,8	1,18	É/T	410	446	801	349	133	673
	9	0,8	5,8	0,73	2,8	2,05	G	709	1 340	2 428	1 053	231	2 030
	10	1,5	2,0	0,27	2,8	0,70	É/T	304	171	459	156	173	517
	11	0,7	1,6	0,07	2,8	0,58	B	88	35	142	39	21	52
	12	0,8	1,1	0,23	2,5	0,42	B	203	87	105	76	59	119
	13	0,8	1,1	0,31	2,5	0,42	B	262	115	114	67	64	130
	14	0,8	0,8	0,31	2,5	0,32	B	256	88	73	24	46	71
	15	0,8	1,8	0,21	2,5	0,72	É/T	209	136	262	110	68	235
	16	0,8	1,2	0,20	2,5	0,48	B	186	86	125	82	58	133
	17	1,3	1,3	0,80	3,2	0,41	B	669	293	244	65	200	305

\* G = glissement, É/T = écrasement / traction, B = balancement

## 4.8 Classes de vulnérabilité selon l'EMS-98

Le but poursuivi par les calculs de la section 4.7 est d'identifier la classe de vulnérabilité du bâtiment étudié, la Maison du Calvet. Pour ce faire, une méthode consiste à mettre en relation l'intensité sismique correspondant aux degrés de dégâts jugés d'intérêt. Ces deux degrés de dégâts qui seront étudiés sont les degrés 2 et 5 de l'EMS-98, correspondant environ aux états limites d'occupation immédiate et d'effondrement du FEMA. Afin de mettre en lien ces deux paramètres, l'accélération pouvant être reprise par les parois\* sera calculée pour les deux degrés. La classe de vulnérabilité globale peut être considérée comme la moyenne des classes de vulnérabilité des DG2 et DG5.

### 4.8.1 Classe de vulnérabilité pour DG2

Pour chacune des directions principales de sollicitation, l'accélération correspondant à un séisme qui causerait des dégâts de degré 2 a été estimée. Tel que présenté au Tableau XII (page 91), le degré 2 correspond à l'état du bâtiment lorsqu'une première paroi\* atteint un comportement non-linéaire.

La résistance des cinq parois\*,  $Q_{CW}$ , est égale à la somme de la résistance minimale calculée pour chacun des bouts de murs,  $Q_C$  : elle varie entre 83 et 2 124 kN. Ces résultats sont présentés à la figure 51, avec l'identification, en grisé, de la paroi\* critique dans chaque direction de séisme. Ce sont les parois\* B et C, ayant respectivement une résistance de 450 kN et 83 kN, qui sont les parois\* déterminantes. La paroi\* B est vulnérable dû à son grand nombre d'ouvertures, tandis que le mode de rupture hors du plan de la paroi\* C est attribuable au fait que cette paroi est mince.

L'accélération horizontale du sol,  $a_g$ , pouvant être reprise par ces deux parois\* critiques est ensuite calculée. C'est l'équation 4.6, utilisée afin de calculer les forces équivalentes statiques par le « calcul force » à la section 4.7.4, qui est reprise ici pour déterminer l'accélération. Il est intéressant de noter qu'étant donné la ductilité nominale de la maçonnerie, le « calcul force » et le « calcul déformation » donnent les mêmes valeurs. À l'équation 4.15, les variables  $M_v$ ,  $I_E$ ,  $R_d$  et  $R_o$  valent 1 (voir section



4.7.4) alors l'équation se simplifie pour ne tenir compte que des variables  $V$  et  $W$ . La variable  $a_g$  est l'accélération spectrale horizontale provenant du sol qui peut être reprise par les bouts de murs.

$$S(T_a) = V / (M_v \cdot I_E \cdot W / (R_d \cdot R_o)) \quad \text{d'où} \quad a_g = V / W \quad \text{avec} \quad W = 13\,187 \text{ kN} \quad (4.15)$$

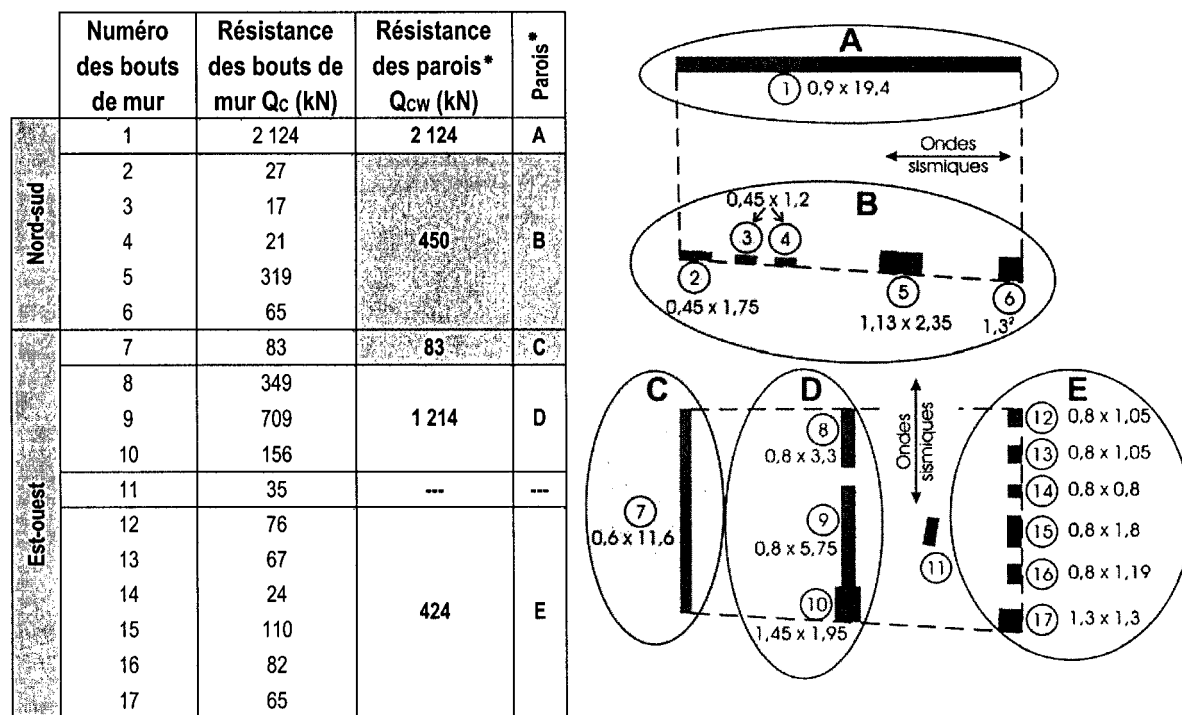


Figure 51 Résistance des cinq parois\* du bâtiment

Le Tableau XVI présente les résultats des parois\* critiques pour le DG2.

Tableau XVI

Accélération déterminante pour chacune des directions, calcul DG2

Direction de séisme	Identification de la paroi*	Résistance de la paroi*, $Q_{cw}$ (kN)	Mode de rupture associé (Tableau XV)	Accélération horizontale du sol
Nord – sud	B	450	Balancement et écrasement	0,034 g = 0,33 m/s <sup>2</sup>
Est – ouest	C	83	Rupture hors plan	0,0063 g = 0,062 m/s <sup>2</sup>

La corrélation suisse, entre autres, permet de relier les accélérations au sol et les intensités de séisme sur l'échelle MSK, courante en Europe. Cette courbe, comportant

une grande incertitude, est reproduite à la figure 52. Sur cette figure sont indiquées les valeurs correspondant aux parois\* B et C de la présente étude. L'intensité MSK de VI correspond à l'accélération des parois\* B et C, pour le DG2.

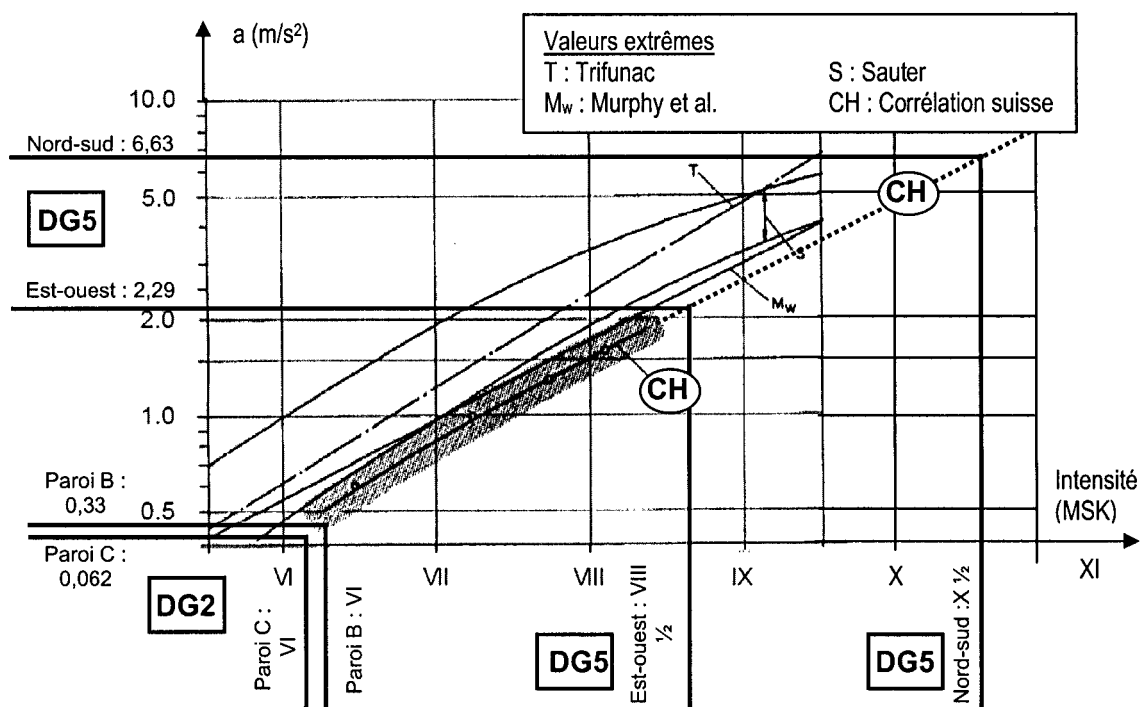


Figure 52 Corrélation entre l'intensité MSK et l'accélération horizontale du sol; identification des DG2 et DG5 (SIA, 1989)

Les valeurs d'intensité obtenues sur l'échelle MSK devraient être comparables aux valeurs de l'échelle Mercalli modifiée ( $I_{MM}$ ), échelle d'usage courant en Amérique du Nord, puisque ce sont deux échelles à 12 degrés très semblables. Dans le but d'obtenir des valeurs d'intensité Mercalli, les accélérations pouvant être reprises par les deux parois\* déterminantes ont été associées aux intensités  $I_{MM}$  sur la figure 53.

L'intensité VI est associée à la paroi\* B et l'intensité III à la paroi\* C. Ce résultat met en évidence le fait que la paroi\* C a une très faible résistance, soit 83 kN, comparativement à 450 kN pour la paroi\* B, ce qui n'était pas le cas avec la corrélation suisse utilisant l'échelle MSK. Il faut noter que les accélérations correspondant aux

différentes intensités de séismes sont approximatives et ne tiennent pas compte du type de structure.

Intensité $I_{MM}$	Description	Accélération maximale au sol approximative (g)	
I	Décelée à l'aide d'instruments sensibles.	< 0,003	
II	Ressentie par quelques personnes aux étages supérieurs. Objets suspendus peuvent balancer.		
III	Ressentie à l'intérieur seulement mais pas souvent reconnue. Autos stationnées bougent.	0,003 - 0,007	→ Paroi C (0,0063)
IV	Ressentie par tout le monde à l'intérieur. Provoque le réveil. Autos stationnées bougent assez fortement.	0,007 - 0,015	
V	Ressentie par tout le monde. Porcelaine cassée. Plâtre fissuré.	0,015 - 0,030	
VI	La plupart des gens sont effrayés. Plâtre tombe. Cheminées endommagées. Dégâts mineurs.	0,030 - 0,070	→ Paroi B (0,034)
VII	Tout le monde fuit les maisons ou bâtiments. Dommages aux structures dépendent de la qualité de construction.	0,070 - 0,150	
VIII	Murs de séparation brisés; cadres, statues, murs écroulés. Conducteurs d'autos incommodés.	0,150 - 0,300	→ Est-ouest (0,233)
IX	Bâtiments déplacés de leurs fondations, fissurés, inclinés. Terre s'ouvre. Conduites souterraines se brisent.	0,300 - 0,700	→ Nord-sud (0,676)
X	Glissements de terrain. Rails courbés. Structures en maçonnerie démolies. Terre s'ouvre.	0,700 - 1,50	
XI	Ponts démolis. Seules les nouvelles structures ne s'écroulent pas mais sont très endommagées.	1,50 - 3,00	
XII	Destruction totale.	3,00 - 7,00	

Figure 53 Échelle d'intensité Mercalli modifiée ( $I_{MM}$ ) et accélération maximale au sol approximative correspondante, identification des DG2 et DG5 (adapté de Filiatrault, 1996, p. 21)

Le Tableau XVII résume les deux corrélations.

Tableau XVII

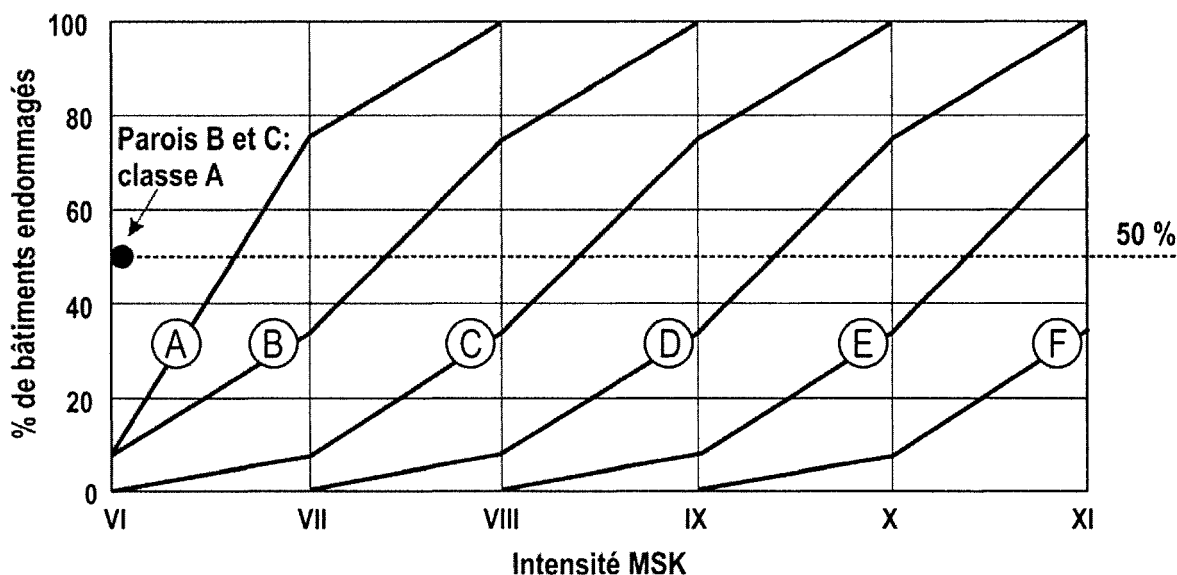
Résumé des corrélations effectuées avec les échelles MSK et  $I_{MM}$  pour le DG2

Identification de la paroi*	Résistance de la paroi*, $Q_{cw}$ (kN)	Accélération horizontale du sol	Intensité de l'échelle MSK (figure 52)	Intensité de l'échelle $I_{MM}$ (figure 53)
B	450	0,0543 g = 0,53 m/s <sup>2</sup>	VI	VI
C	83	0,0063 g = 0,062 m/s <sup>2</sup>	VI	III

La corrélation selon l'échelle  $I_{MM}$  n'est donnée qu'à titre indicatif puisque c'est l'échelle MSK qui servira à relier les degrés de dégâts aux intensités sismiques identifiées

d'après les accélérations maximales reprises par les parois\*. Alors, selon l'échelle MSK, les parois\* B et C sont identifiées comme subissant des dégâts de degré 2 pour un séisme d'intensité VI.

Comme le but est de déterminer la classe de vulnérabilité sismique du type de bâtiment le plus présent dans le Vieux-Montréal, la classe associée au bâtiment analysé, la Maison du Calvet, doit être définie. À l'aide de l'intensité MSK du Tableau XVII, la classe de vulnérabilité de ce bâtiment représentatif est définie, avec un niveau de probabilité de 50 %, dû à sa représentativité (voir graphique 10). Les deux parois\* sont localisées à l'intensité VI et font donc partie de la classe de vulnérabilité A. Notons que les courbes de vulnérabilité ont été tracées à partir de l'EMS-98, qui fournit des descriptions de dégâts pour chaque intensité sismique, selon trois quantités. Le cas normal utilise les quantités suivantes : quelques =  $\pm 8$  %, nombreux =  $\pm 35$  % et la plupart =  $\pm 75$  % (Pellissier et Badoux, 2003). Ces quantités varient si l'on évalue un cas de façon pessimiste ou optimiste. La description complète des observations correspondant aux 12 degrés d'intensité est présentée à l'annexe 1.



Graphique 10 Identification de la classe de vulnérabilité des parois\* pour le DG2

#### 4.8.2 Classe de vulnérabilité pour DG5

La classe de vulnérabilité a aussi été estimée pour des dégâts de degré 5, correspondant à l'effondrement. Ce degré est atteint soit lors de la rupture des murs dits fragiles ou lorsque tous les murs ont atteint la déformation ultime ( $\Delta_u$ ). Deux cas doivent être vérifiés pour cet état limite : la résistance à l'effondrement dominée par la rupture des éléments fragiles ou dominée par la rupture des éléments ductiles lorsque les déformations atteignent  $\Delta_u$ . Pour le premier cas, la rupture des éléments fragiles, c'est la résistance totale du bâtiment qui est utilisée, soit la somme de la résistance de tous les bouts de murs. Cette résistance est multipliée par le facteur  $m=1,5$  pour prendre en compte le comportement non-linéaire minimal de la maçonnerie (FEMA, 2000). Les valeurs de résistance fragile sont indiquées au Tableau XVIII.

Tableau XVIII

Résistance selon les deux directions, par rupture fragile et ductile

Bouts de murs		Résistance des bouts de murs $Q_c$ (kN)	CALCUL FRAGILE		CALCUL DUCTILE			
			Résistance dans l'axe $Q_{cw}$ (kN)	Résistance incluant $m=1,5$ (kN)	Mode de rupture*	Facteur $m$	Résistance $Q_{cd}$ (kN)	Résistance $Q_{cw, m}$ inclus (kN)
Nord-sud	1	2 124	2 574	3 861	G	4	8 498	8 912
	2	27			B	5,3	144	
	3	17			B	7	122	
	4	21			B	7	148	
	5	319			É/T	---	---	
	6	65			É/T	---	---	
Est-ouest	7	83	1 755	2 633	H	---	---	3 075
	8	349			É/T	---	---	
	9	709			G	4	2 837	
	10	156			É/T	---	---	
	11	35			B	6,9	238	
	12	76			É/T	---	---	
	13	67			É/T	---	---	
	14	24			É/T	---	---	
	15	110			É/T	---	---	
	16	82			É/T	---	---	
	17	65			É/T	---	---	

\* d'après le Tableau XV : G = glissement, É/T = écrasement / traction, B = balancement, H = hors plan

L'autre cas de résistance est celui dominé par la rupture des éléments ductiles. Dans ce deuxième calcul, la somme des résistances ne prend en compte que les bouts de murs qui ont un mode de rupture ductile, soit par glissement dans les joints, soit par balancement, de façon à obtenir la résistance par « calcul déformation », en tenant compte d'une capacité de déformation plastique des bouts de murs ductiles. Cette capacité de déformation plastique est représentée par le facteur  $m$  qui provient du FEMA-356 (2000, tab. 7-3). Ce facteur  $m$  vaut 4 dans le cas des murs dont la rupture est prévue par glissement et est égal à «  $4 \cdot h_{\text{eff}} / L$  » dans le cas d'une rupture prévue par balancement. Tel qu'indiqué au Tableau XVIII, il n'y a que six bouts de murs qui participent à cette résistance ductile. Les résultats obtenus sont une résistance de 8 912 kN dans le cas de l'axe nord-sud et 3 075 kN pour l'axe est-ouest.

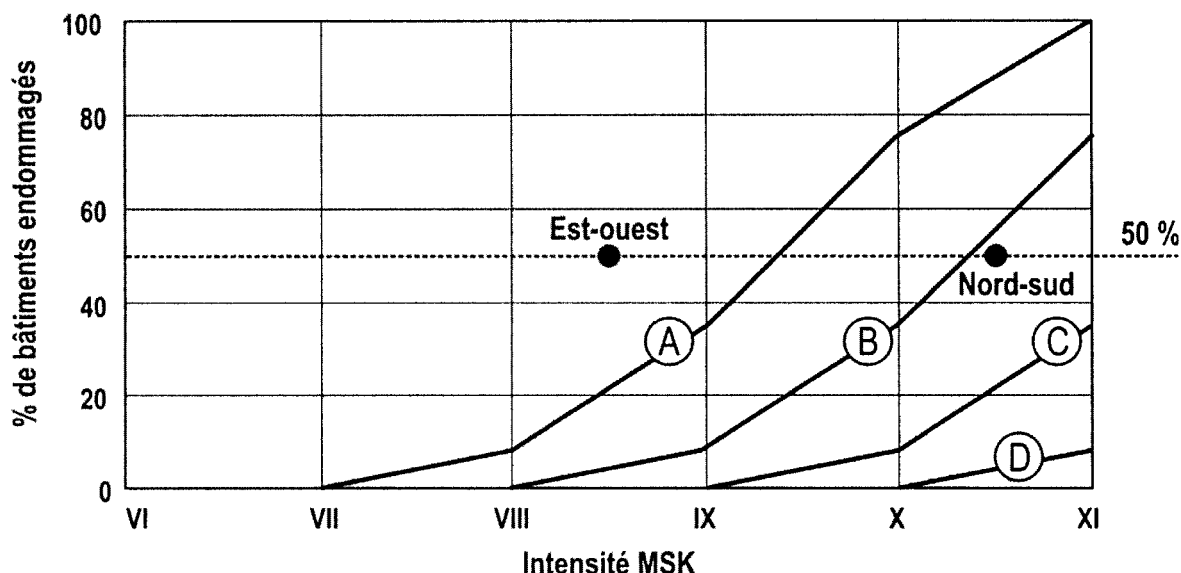
C'est la résistance la plus grande parmi les deux calculées pour chaque axe qui est retenue pour évaluer la classe de vulnérabilité du bâtiment, puisqu'on recherche la valeur maximale de résistance à l'effondrement. Ces valeurs correspondent au calcul ductile dans les deux directions de séismes. Elles sont utilisées afin de déterminer l'accélération horizontale du sol correspondant au DG5. L'équation utilisée est la même que pour le calcul de DG2 (voir équation 4.15). Le Tableau XIX présente l'accélération ainsi que l'intensité de séisme correspondant à la résistance des murs dans les directions principales. Notons que la corrélation suisse (figure 52), qui donnait des valeurs jusqu'à l'intensité VIII ½ a été extrapolée afin de pouvoir identifier l'intensité correspondant à l'accélération dans la direction nord-sud.

Tableau XIX

Accélération déterminante et corrélations avec les échelles d'intensité pour chacune des directions, calcul DG5

Direction de séisme	Résistance dans l'axe, $Q_{cw}$ (kN)	Accélération horizontale du sol	Intensité de l'échelle MSK (figure 52)	Intensité de l'échelle $I_{MM}$ (figure 53)
Nord – sud	8 912	0,676 g = 6,63 m/s <sup>2</sup>	X ½	IX
Est – ouest	3 075	0,233 g = 2,29 m/s <sup>2</sup>	VIII ½	VIII

Les intensités MSK ont été reportées sur le graphique 11, afin de déterminer la classe de vulnérabilité associée pour le DG5, selon l'échelle EMS-98 (Grünthal et al., 1998).



Graphique 11 Identification de la classe de vulnérabilité de chaque axe pour le DG5

On obtient la classe de vulnérabilité A pour l'orientation est-ouest et la classe B pour l'orientation nord-sud. Selon les degrés de dégâts de l'EMS-98, le bâtiment étudié fait partie de la classe de vulnérabilité A, puisque cette classe correspond à 3 des 4 valeurs associées aux bouts de murs des axes et parois\*. Rappelons que les modes de rupture prévus pour le DG2 (l'écrasement, le balancement et la rupture hors plan) sont dus à la minceur de la paroi\* C et le grand nombre d'ouvertures de la paroi\* B. Pour ce qui est du DG5, selon le Tableau XVIII les calculs « ductiles » fournissent une plus grande résistance que par les calculs « fragiles », ce qui signifie que la capacité des murs ductiles (rupture par balancement ou glissement) est plus grande que la capacité dans le domaine élastique des murs qui ont un mode de rupture dit « fragile » (écrasement / traction).

On peut dire que la Maison du Calvet, un bâtiment en MNA de pierre brute, est plus vulnérable aux séismes que les prédictions de l'EMS-98. En effet, dans ce document la classe de vulnérabilité associée aux bâtiments de maçonnerie de pierre brute est la classe B en général et dans 10 % des cas la classe A (figure 42, p. 85). Rappelons que le chaînage\*, composé de pierres de faibles dimensions et dont on ne connaît pas la qualité de l'assemblage avec les parois\* de maçonnerie, n'a pas été considéré.

#### 4.9 Comparaison avec le séisme de conception de la norme canadienne

Il apparaît intéressant de comparer les résultats obtenus de résistance selon deux degrés de dégâts avec les exigences de la norme de conception canadienne concernant le calcul des charges sismiques. L'accélération, fonction de la période du bâtiment, a été calculée pour Montréal à la section 4.7.2, selon deux intensités de séisme. Ces accélérations sont de 0,49 g pour un séisme ayant une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (niveau du CNBC 2005) et de 0,2 g pour un séisme ayant une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans (le niveau du CNBC 1995). Les forces statiques correspondant à ces accélérations sont présentées au Tableau XIV de la section 4.7.5.

La comparaison des résistances prévues pour les DG2 et DG5 et des forces statiques est présentée au Tableau XX. Rappelons que les dégâts de degré 2 correspondent à la plastification de la première paroi\*. On s'aperçoit que le bâtiment atteint le DG2 lorsqu'il subit des efforts beaucoup plus faibles que la somme des forces statiques équivalentes du CNBC, versions 1995 et 2005, pour ces mêmes parois\* (voir les deux premières lignes du Tableau XX).

Tableau XX

Comparaison des forces statiques et des résistances des murs

Degré de dégâts	Identification de l'élément	Résistance de l'élément, $Q_{cw}$ (kN)	Forces statiques équivalentes 2 % / 50 ans (kN)	Forces statiques équivalentes 10 % / 50 ans (kN)
DG2	paroi* B	450	1 680	686
DG2	paroi* C	83	1 842	753
DG5	axe nord-sud	8 912	6 462	2 637
DG5	axe est-ouest	3 075	6 462	2 637

Pour ce qui est du DG5, le comportement sismique attendu dans l'axe nord-sud est supérieur au comportement minimal prescrit par les deux versions du CNBC. En effet, le bâtiment subirait des dégâts de degré 5, c'est-à-dire l'effondrement, sous une charge de 8 912 kN, ce qui est supérieur aux forces statiques équivalentes. Cependant, dans la direction est-ouest, les bouts de murs ont un comportement insuffisant par rapport



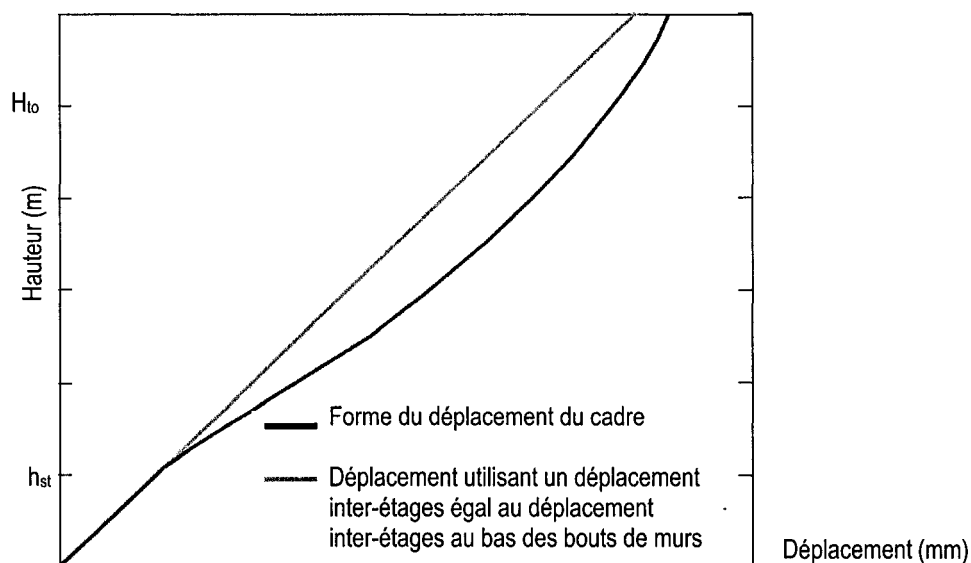
aux forces statiques du CNBC 2005, tandis que leur résistance semble suffisante pour le niveau de séisme du CNBC 1995. La sécurité des usagers, qui est le principe directeur du CNBC, est assurée pour le niveau de 1995, puisque la résistance est supérieure aux forces équivalentes statiques pour l'état de pré-effondrement.

Évidemment, les calculs ont été faits selon une procédure de vérification et non de dimensionnement. Cela implique que les propriétés des matériaux étaient des propriétés moyennes et que les modèles utilisés ne permettent que l'obtention d'une résistance probable. Le bâtiment analysé, jugé représentatif des bâtiments en maçonnerie non armée du Vieux-Montréal, possède une résistance à l'effondrement jugée suffisante pour pouvoir résister à de très forts séismes sans s'effondrer, mais pourrait subir des dégâts structuraux relativement importants lors de faibles séismes.

#### **4.10 Courbe de capacité du bâtiment étudié**

Afin de mieux caractériser la vulnérabilité sismique du bâtiment étudié, il a été jugé pertinent d'aller au-delà de la simple comparaison avec des échelles d'intensité. L'objectif est de tracer la courbe de capacité du bâtiment de façon à pouvoir comparer son comportement avec celui des courbes moyennes de bâtiments semblables disponibles dans la littérature. La courbe de capacité, telle que décrite à la section 2.3, représente la réponse du bâtiment, en terme de déplacement absolu ou spectral, pour tous les niveaux de demande de séisme exprimés en terme de cisaillement à la base ou d'accélération spectrale.

Le graphique 12 montre le déplacement élastique par analyse d'un cadre représentant un bâtiment de six étages en maçonnerie, dû à la distribution triangulaire des forces. Sur le graphique 12 est aussi illustrée la courbe de déplacement utilisant un déplacement inter-étages constant sur la hauteur du bâtiment, égale au déplacement inter-étages du premier niveau. C'est une approximation qui simplifie les calculs et donne de bons résultats pour l'estimation du déplacement au haut du bâtiment.



Graphique 12 Forme du déplacement d'un bâtiment de six étages en maçonnerie due aux forces horizontales distribuées triangulairement (Lang, 2002, p. 46)

Avec l'hypothèse d'un déplacement inter-étages constant sur toute la hauteur du bâtiment,  $\delta$ , le déplacement élastique au haut du bâtiment peut être calculé :

$$\Delta = \delta \cdot h_n \quad (4.16)$$

Pour obtenir la valeur du déplacement inter-étages, on peut utiliser la méthode du travail virtuel, tel que représenté à la figure 54.

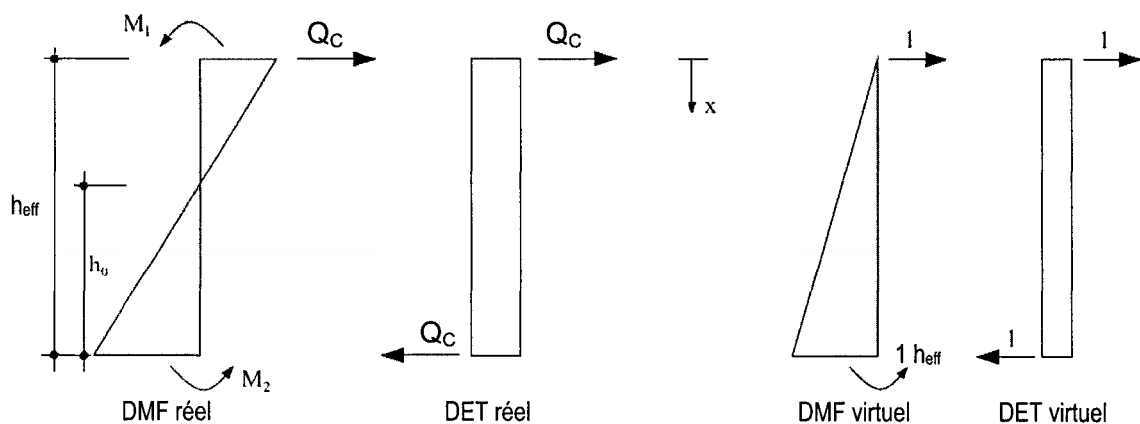


Figure 54 Représentation des DET et DMF réels et virtuels d'un bout de mur (adapté de Lang, 2002, p. 47)

Afin de simplifier la procédure, on pose l'hypothèse que les moments  $M_1$  et  $M_2$ , au haut et au bas du mur, sont de grandeur équivalente. Cela permet de définir la hauteur de l'axe neutre,  $h_0$ , comme étant la moitié de la hauteur des bouts de murs,  $h_{eff}$ . Avant simplification, l'équation pour calculer le déplacement inter-étages lorsque le premier étage atteint la plastification,  $\delta_y$ , est donnée à l'équation 4.17. On sait que pour calculer l'aire et l'inertie effectives d'une section fissurée, il faut réduire ces caractéristiques de 50 %. Aussi, la valeur estimée du module de cisaillement,  $G_m$ , est égale à 1,1 GPa, soit environ le tiers de la valeur attribuée au module d'élasticité,  $E_m$ , tel que défini dans la théorie sur la résistance des matériaux. Le coefficient de forme,  $\kappa$ , vaut 6 / 5 pour une section rectangulaire.

$$\delta_y = Q_C [ h_{eff} (3h_0 - h_{eff}) / (6 \cdot E_m \cdot I_{eff}) + \kappa / (G_m \cdot A_{eff}) ] \quad (4.17)$$

Après simplification, on obtient l'équation 4.18 permettant de calculer le déplacement inter-étages en fonction des variables définies dans le présent chapitre.

$$\delta_y = Q_C [ h_{eff}^2 / (12 \cdot E_m \cdot (50 \% \cdot t \cdot L^3 / 12)) + 6 / (5 \cdot G_m \cdot 50 \% \cdot t \cdot L) ] \quad (4.18)$$

En reprenant l'équation 4.16, on peut directement calculer le déplacement à la plastification au haut du mur,  $\Delta_y$ .

$$\Delta_y = \delta_y \cdot h_n \quad (4.19)$$

En se basant sur le fait que les murs de maçonnerie possèdent une certaine ductilité, selon une relation linéaire élasto-plastique parfaite, le déplacement ultime au haut du mur,  $\Delta_u$ , peut être calculé à l'aide du coefficient de ductilité,  $\mu_w$ , selon l'équation 4.20.

$$\Delta_u = \mu_w \cdot \Delta_y \quad (4.20)$$

Dans la plupart des cas, surtout pour les murs minces, les bouts de murs du rez-de-chaussée sont les premiers à se plastifier. En émettant l'hypothèse que les bouts de murs supérieurs ainsi que les linteaux\* demeurent à l'état élastique, un mécanisme d'inclinaison des bouts de murs inférieurs se produit, tel qu'illustré à la figure 55.

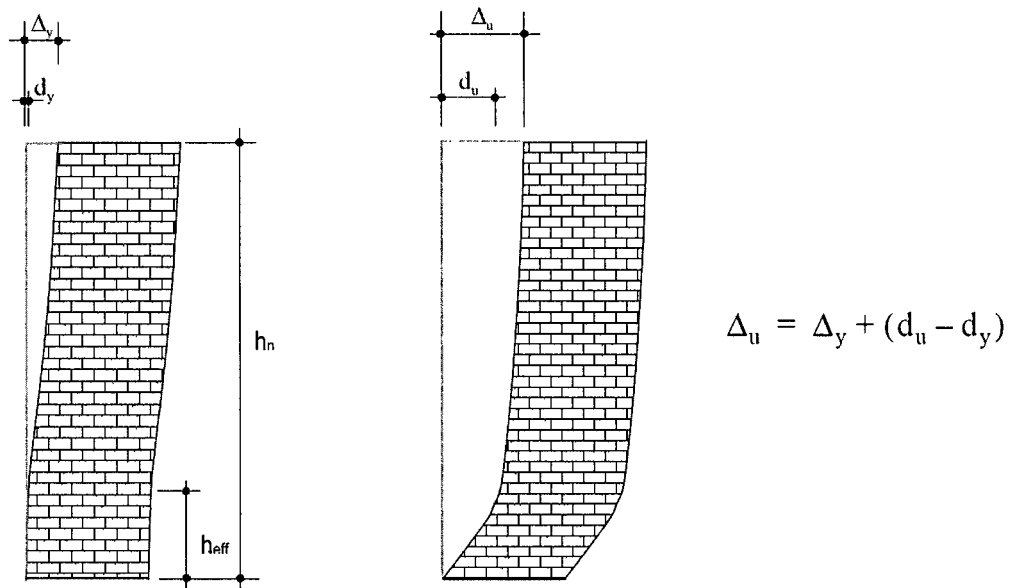


Figure 55 Déformation idéalisée des bouts de murs  
(Lang, 2002, p. 50)

Le coefficient de ductilité d'un mur,  $\mu_w$ , dépend de la ductilité des éléments de mur qui le composent,  $\mu_{WE}$ . Ce coefficient est le rapport entre les déplacements inter-étages ultime et à la plastification, avec une valeur maximale de 12.

$$\mu_{WE} = \min (\delta_u / \delta_y ; 12) \quad (4.21)$$

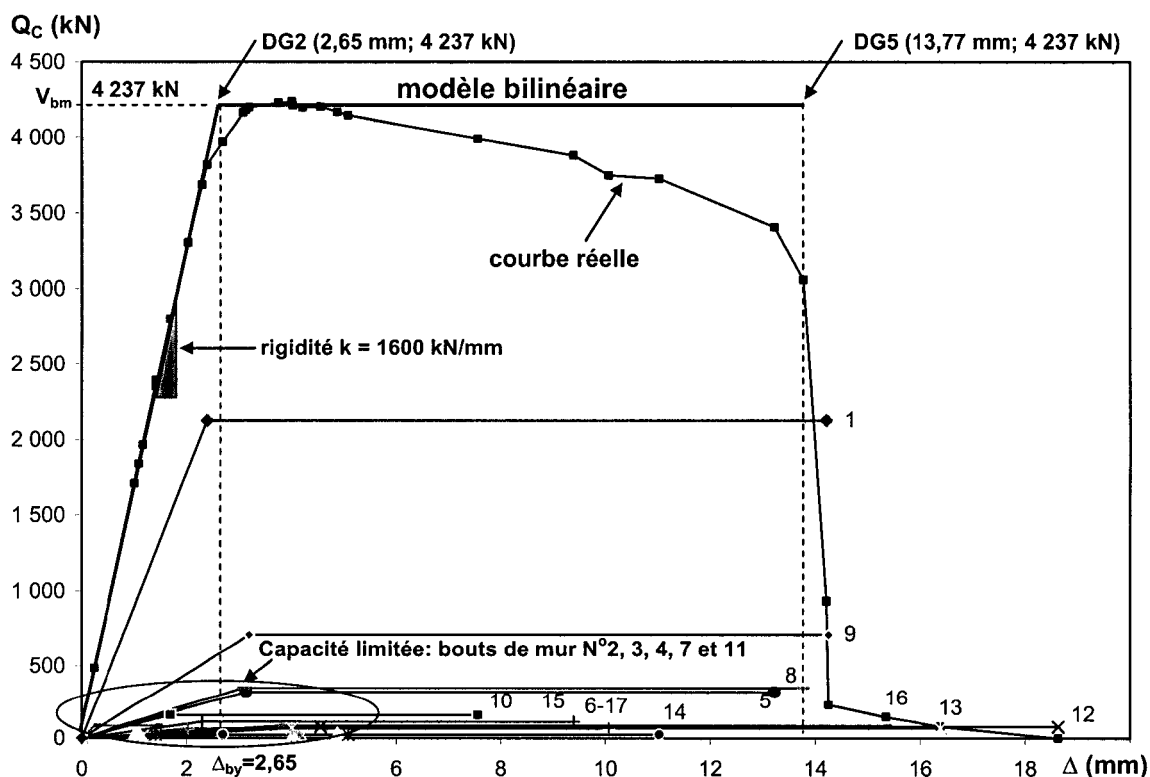
On l'a déjà vu au Tableau XIII, le mode de rupture probable est influencé par la forme du mur. Des études suisse (Ganz et Thurlimann, 1984) et italienne (Anthoine et al., 1994) ont démontré que  $\delta_u$  doit être calculé selon les formules de l'équation 4.22 afin d'obtenir des résultats réalistes qui tiennent compte de la réduction ou de l'augmentation de la capacité ultime des déplacements inter-étages selon l'élancement des bouts de murs.

$$\begin{aligned} \delta_u &= 0,8 (0,8 - 0,25 \cdot \sigma_n) \text{ pour } h_{\text{eff}} / L < 0,5 \\ \delta_u &= 0,8 - 0,25 \cdot \sigma_n \text{ pour } 0,5 \leq h_{\text{eff}} / L \leq 1,5 \\ \delta_u &= 1,2 (0,8 - 0,25 \cdot \sigma_n) \text{ pour } h_{\text{eff}} / L > 1,5 \end{aligned} \quad (4.22)$$



Sur le graphique 13 sont présentées les courbes de capacité des bouts de murs de la Maison du Calvet. Il y a cinq bouts de murs qui ont une très faible capacité. La courbe globale est la somme, pour chaque valeur de déplacement au haut du mur ( $\Delta$ ), des valeurs de demande en cisaillement sur chacun des bouts de murs. Dès l'atteinte de chacun des plateaux de plastification des courbes des bouts de murs, la pente de la courbe globale diminue. Puis, au fur et à mesure que les valeurs de déplacement ultime des bouts de murs sont atteintes, la capacité chute en conséquence.

Une courbe globale normalisée de la capacité du bâtiment a été tracée sur le graphique 13, comprenant seulement les points DG2 et DG5, reliés par un plateau de plastification. Cette courbe reflète les courbes utilisées, c'est-à-dire les courbes de capacité des bouts de murs composées des deux mêmes points, DG2 et DG5.



Graphique 13 Courbe de capacité de la Maison du Calvet : demande en cisaillement des murs versus la réponse de déplacement

Le point de degré de dégâts 5 de la courbe normalisée du graphique 13 a été localisé à la valeur de  $\Delta$  correspondant à une demande en cisaillement valant approximativement  $\frac{2}{3}$  de la valeur maximale (Lang, 2002, p. 54), soit  $Q_c = \frac{2}{3} \cdot 4\,237 \text{ kN} = 2\,826 \text{ kN}$ . Le point le plus près de cette valeur sur la courbe réelle est situé à la valeur  $\Delta = 13,77 \text{ mm}$ , la valeur à laquelle le mur 8 atteint son déplacement ultime maximal. Le point DG2 est situé à l'intersection du plateau de plastification et d'une droite superposée au modèle réel, tracée à partir de l'origine. La rigidité du bâtiment d'après la pente du modèle bilinéaire, est égale à  $4\,237 \text{ kN} \div 2,65 \text{ mm} = 1600 \text{ kN/mm}$ .

Afin de pouvoir comparer la courbe de capacité de la Maison du Calvet avec celles fournies dans le document HAZUS® 99 (FEMA, 2002.a), la courbe de capacité devait être adaptée. En effet, la demande sismique dans HAZUS® 99 est exprimée en terme d'accélération spectrale et non de demande en cisaillement, alors que la réponse du bâtiment est exprimée en déplacement spectral au lieu du déplacement au haut du mur. Afin d'effectuer ces transformations, la première étape est de calculer les caractéristiques du système à un degré de liberté (DDL) équivalent au système à plusieurs DDL que constitue la structure réelle (Tableau XXII). Le système à un DDL est un système composé d'une masse concentrée à chacun des étages au-dessus du rez-de-chaussée. Les hauteurs  $h_i$  sont mesurées à partir du sol, les masses  $m_i$  proviennent des calculs de l'annexe 7 et les coefficients de déplacement du premier mode au niveau  $i$  reflètent un déplacement unitaire au haut du bâtiment qui serait linéaire sur toute sa hauteur.

Tableau XXII

Paramètres du système à plusieurs DDL

Plancher niveau $i$	$h_i$ (m)	$m_i$ (kg)	$\Phi_i$	$m_i\Phi_i$ (kg)	$m_i\Phi_i^2$ (kg)	$h_i m_i\Phi_i$ (kg·m)
2	6,3	495 413	1,0	495 413	495 413	3 121 101
1	3,4	756 677	0,5	378 338	189 169	1 286 351
<b>Somme</b>	---	---	---	$m_E = 873\,751$	684 582	4 407 452

La rigidité du système équivalent à un DDL est égale à la rigidité du bâtiment réel, soit  $k_E = 1\,600 \text{ kN/mm}$ . Les fréquence et période fondamentales du système équivalent peuvent être facilement calculées, tel que montré à l'équation 4.26 :

$$f_E = 1 / (2\pi) \cdot (k_E / m_E)^{1/2} = 6,8 \text{ Hz} \quad \text{d'où } T_E = 1 / f_E = 0,15 \text{ s} \quad (4.26)$$

Le facteur de participation modale peut être calculé de cette façon :

$$\Gamma = \sum m_i \Phi_i / \sum m_i \Phi_i^2 = 1,28 \quad (4.27)$$

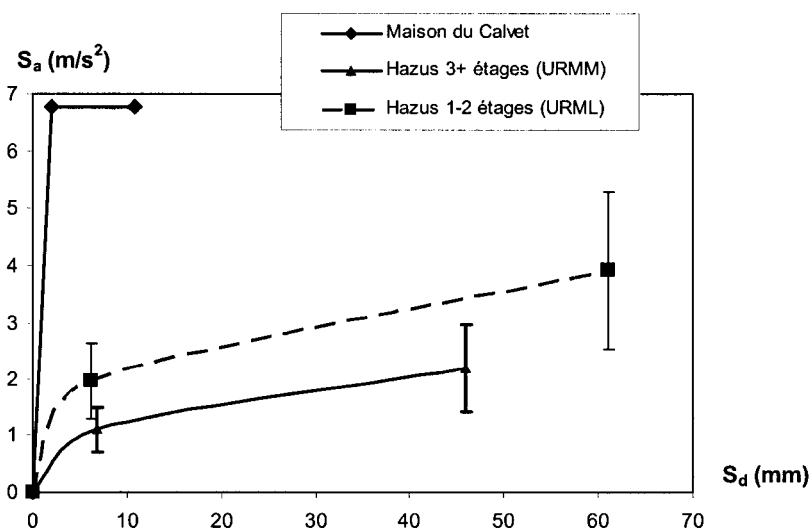
L'accélération spectrale, qui constitue la demande sismique pour la structure équivalente à un DDL, est déterminée à partir de l'ébauche du CNBC 2005, et correspond à l'équation 4.28. Comme la période équivalente est inférieure à 0,2 s, l'équation à utiliser est celle de la période 0,2 s, sans interpolation.

$$S(0,2) = F_a \cdot S_a(0,2) = 1 \cdot 0,69 \text{ g} = 0,69 \text{ g} = 6,77 \text{ m/s}^2 \quad (4.28)$$

Ensuite, la réponse sismique qui a été calculée pour les DG2 et DG5 doit être transformée en déplacement spectral à partir des déplacements au haut du mur identifiés sur le modèle de capacité bilinéaire (graphique 13). Ceci est fait à l'équation 4.29.

$$S_d = \Delta / \Gamma \quad \text{d'où } S_{dy} = \Delta_y / \Gamma = 2,07 \text{ mm} \text{ et } S_{du} = \Delta_u / \Gamma = 10,79 \text{ mm} \quad (4.29)$$

Le graphique 14 illustre la courbe de capacité de la Maison du Calvet avec les paramètre de demande et de réponse sismique exprimés en fonction de  $S_a$  et  $S_d$ .

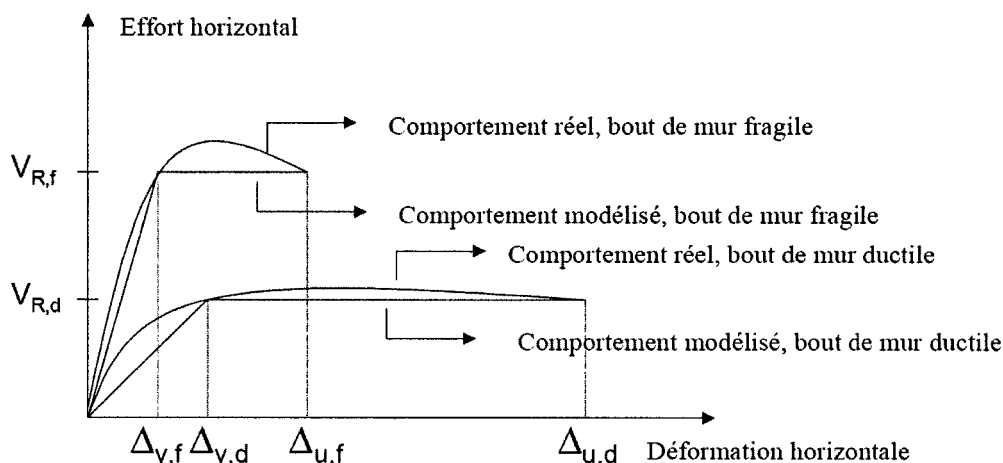


Graphique 14 Comparaison de la courbe de capacité de la Maison du Calvet et des courbes de capacité de HAZUS® 99 pour la maçonnerie



Les courbes de HAZUS® 99 (FEMA, 2002.a) qui sont illustrées au graphique 14 correspondent à des courbes de capacité moyenne, ainsi que leurs plages d'écart-type, pour des bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée composée principalement de brique et construits avant 1940 (cf. section 3.9.1).

Ce qui ressort de la comparaison entre les courbes de HAZUS® 99 et celle de la Maison du Calvet, c'est que les courbes américaines illustrent un comportement ductile comparativement à un comportement fragile pour ce qui est de la Maison du Calvet. C'est cette opposition qui est illustrée au graphique 15, par des courbes de capacité de bouts de murs où les axes représentent la demande sismique ( $V$ ) et la réponse en déformation ( $\Delta$ ).



Graphique 15 Comportement fragile versus comportement ductile  
(Brennet et al., 2001, p. F-9)

Parmi les différences entre les courbes de HAZUS® et la courbe de capacité de la Maison du Calvet, on peut noter que :

- les courbes de HAZUS® 99 constituent une moyenne avec des écarts-types sur un grand ensemble de bâtiments, tandis que l'analyse présentée dans ce chapitre ne concerne qu'un bâtiment;
- les courbes de HAZUS® ont été construites et améliorées à partir d'observations suivant des séismes tandis que la courbe de la Maison du Calvet a été tracée d'après une analyse par modèle simplifié;

- c. les méthodes de calcul et les données qui ont été utilisées pour la Maison du Calvet proviennent de normes canadiennes, américaines et suisses tandis que les courbes de HAZUS® 99 utilisent uniquement des normes et données américaines;

En résumé, les résultats sont très différents entre la courbe de HAZUS® 99 pour un bâtiment de MNA de trois étages et la Maison du Calvet. Le déplacement spectral ultime du bâtiment montréalais n'atteint que 23 % de celui de la courbe de HAZUS® 99. Cependant la résistance de la Maison du Calvet est trois fois plus grande que celle du modèle américain. Les coefficients de ductilité de la Maison du Calvet et des courbes de HAZUS® 99 sont semblables : environ huit et sept respectivement.

## CHAPITRE 5

### APPLICABILITÉ DE LA MÉTHODE D'ÉVALUATION SISMIQUE À L'ENSEMBLE DES BÂTIMENTS ANCIENS DU VIEUX-MONTRÉAL

Au chapitre 4, il était évident que l'analyse porterait sur le type de bâtiment le plus représentatif du Vieux-Montréal, soit les structures en MNA. En effet, ce type de structure représente 44 % de l'échantillon de 89 bâtiments, tel que présenté à la section 3.6.2. Afin d'évaluer la vulnérabilité de l'ensemble du bâti, il est nécessaire d'établir une méthodologie applicable aux autres types de structure présents. Correspondant à 40 % des bâtiments de l'inventaire, les structures d'acier érigées entre 1860 et 1913, méritent un certain approfondissement.

L'objectif de ce chapitre est de définir une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ensemble de bâtiments anciens, pour une région sismique modérée, telle que la région montréalaise. La première section constitue une revue des méthodes d'évaluation applicables à un tel ensemble. Ensuite, à la section 5.2, la méthode d'évaluation sismique utilisée au chapitre 4 est présentée de façon schématique afin d'évaluer son applicabilité aux *structures d'acier avec remplissage en maçonnerie non armée*, nommées AMR selon les typologies du CNRC (1992.a). Puis, les caractéristiques importantes des structures AMR, sont rappelées (section 5.3). Ensuite, les caractéristiques de l'acier du début du 20<sup>e</sup> siècle sont identifiées à la section 5.4 et le comportement dynamique des structures AMR est analysé à la section 5.5. Enfin, la dernière section est consacrée à l'évaluation de la vulnérabilité sismique de l'ensemble des bâtiments du Vieux-Montréal par une méthode rapide d'attribution des classes de vulnérabilité de l'EMS-98 aux typologies du CNRC.

#### 5.1 Évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ensemble bâti

La méthodologie utilisée au chapitre 4 pour les bâtiments de MNA consiste en l'alliance de deux méthodes distinctes, soit l'approche de l'EMS-98 et une méthode utilisant des modèles analytiques simples.

La première partie, utilisant l'approche de l'EMS-98, consiste à définir pour chaque bâtiment la classe de vulnérabilité de l'EMS-98 qui correspond à son comportement sismique (voir figure 2, chapitre 1). Cette méthode a été utilisée pour l'étude de la Maison du Calvet, un bâtiment en MNA, aux sections 4.5 à 4.8. Elle consiste en plusieurs étapes de calcul, où la résistance à chaque mode de rupture est calculée, afin de déterminer la résistance globale du bâtiment pour certains niveaux de dégâts. Cette résistance est associée à la demande sismique correspondante afin d'effectuer une corrélation avec une intensité sismique et la classe de vulnérabilité du bâtiment.

Pour un ensemble bâti d'importance, ces calculs sont ardues. Il est alors possible d'utiliser les classes de vulnérabilité sismique de façon sommaire. Avec cette méthode condensée, il est possible, une fois connu le nombre de bâtiments dans chaque classe de l'EMS-98 ainsi que les probabilités de dommages associées à ces classes, de tracer une courbe de fragilité de l'ensemble des bâtiments. Cette méthode est illustrée à la fin de ce chapitre, section 5.6.

La deuxième partie de la méthodologie utilisée au chapitre 4 consiste en l'élaboration d'une courbe de capacité relative à chaque type de bâtiments présents dans l'ensemble, à l'aide de modèles analytiques simples (section 4.10). L'ensemble des courbes permet de créer une courbe globale de l'ensemble, en utilisant les courbes de chaque typologie de façon proportionnelle à leur représentation au sein de l'ensemble.

## **5.2 Applicabilité de la méthode d'évaluation sismique aux structures AMR**

La méthodologie utilisée au chapitre 4 afin d'évaluer la classe de vulnérabilité sismique d'un bâtiment en MNA est illustrée à la figure 56. Elle combine plusieurs méthodes, dont l'analyse simplifiée semblable à celle utilisée à l'EPFL (Brennet et al., 2001) permettant de définir la classe de vulnérabilité selon l'EMS-98 et une portion de l'analyse détaillée utilisée par Lang (2002) pour établir la courbe de capacité. Aussi, des comparaisons de la résistance du bâtiment calculée par modèle analytique simplifié ont été effectuées avec le séisme de conception du CNBC et les courbes de capacité de HAZUS® 99.

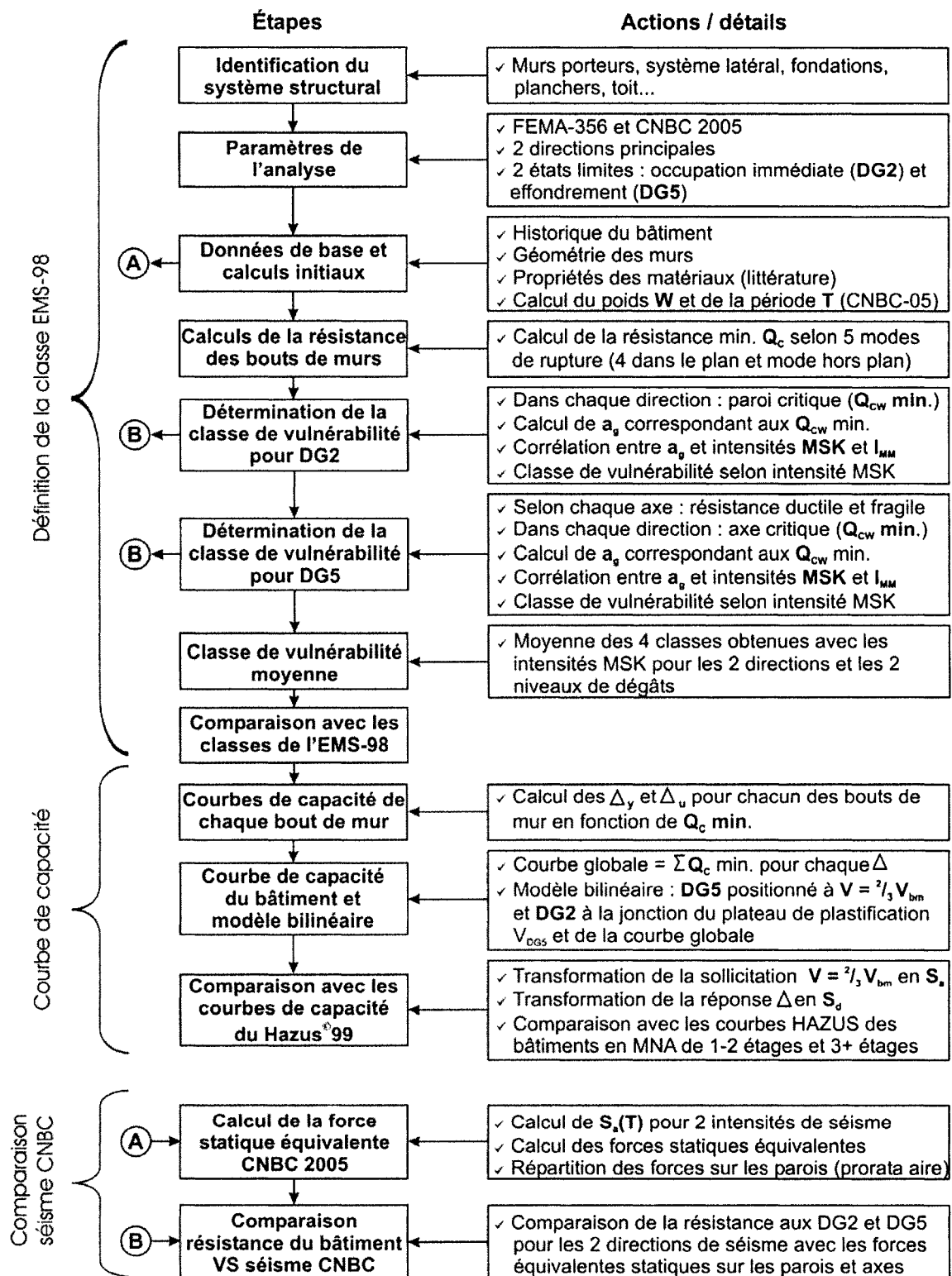


Figure 56 Schéma de la méthode d'évaluation sismique du chapitre 4

Les différentes étapes de l'évaluation sismique des bâtiments en MNA sont applicables aux structures AMR. Cependant, les données de base et les modèles analytiques doivent être adaptés à ce type de structure. Pour ce qui est des propriétés des matériaux (données de base), celles fournies dans la littérature pour les structures anciennes en acier sont présentées à la section 5.4. Ces valeurs sont plus fiables que celles fournies pour la maçonnerie puisque l'acier est un matériau homogène, qui a été régi par des normes de qualité dès ses premières utilisations en construction. Ensuite, pour évaluer la résistance des structures de type AMR, des modèles analytiques simples, ou même informatiques, peuvent être utilisés. La section 5.5 aborde des notions concernant la réponse structurale des structures AMR.

### **5.3 Caractéristiques des structures à ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie non armée**

Le premier bâtiment montréalais de type AMR a été construit en 1894. Ces structures d'acier, très populaires au début du 20<sup>e</sup> siècle, ont été assemblées à l'aide de rivets alors que les planchers en béton armé coulé en place à cette époque constituent toujours des diaphragmes efficaces. La hauteur moyenne des bâtiments à structure d'acier de l'inventaire, construits entre 1860 et 1913, est de sept étages. La section 3.8.3 concerne ces bâtiments. Un schéma typique des structures d'acier anciennes, présenté à la section 3.4.6, permet de bien visualiser les éléments et assemblages.

### **5.4 Propriétés des métaux à usage structural anciens**

Dans le livre de Newman (2001), des valeurs utiles au calcul de bâtiments existants en acier sont fournies. Les contraintes admissibles à la flexion de la fonte, du fer forgé et de l'acier sont comparées. Par exemple, cette contrainte admissible peut être cinq fois plus élevée pour l'acier laminé que pour la fonte et la contrainte admissible du fer forgé vaut environ 80 % de celle de l'acier laminé, ce qui est appréciable. La fonte, ayant une très faible capacité en flexion, a été peu employée dans la construction à Montréal. Lorsque c'était le cas, on utilisait ce matériau pour les colonnes et de l'acier ou du fer forgé pour les éléments horizontaux.

Dès 1885, l'acier laminé a occupé presque toute la place sur le marché des métaux à usage structural. Un fait surprenant est que l'acier fabriqué au début de son utilisation massive, dans les années 1890, n'est pas très différent de l'acier qui a été produit selon la norme américaine A36 dans les années 1950-60, excepté en ce qui a trait au point d'écoulement, qui était très faible au 19<sup>e</sup> siècle. Le Tableau XXIII montre l'évolution de la résistance nominale de l'acier de charpente, tandis que le Tableau XXIV présente la résistance admissible pour l'acier doux et l'acier structural. Lors des calculs d'évaluation sismique, ce sont les résistances nominales qui doivent être utilisées puisqu'elles sont libres des facteurs de sécurité appliqués lors des calculs de conception et représentent donc le comportement réel des matériaux.

Tableau XXIII

Résistance nominale de l'acier de charpente

Période	Contrainte de rupture en traction, $F_u$ (MPa)	Limite élastique, $F_y$ (MPa)
Avant 1905	360	180
1905 – 1932	420	210
1932 – 1975	420	230
Après 1975	420	250

(AISC, 1953)

Tableau XXIV

Résistance admissible pour l'acier de charpente selon ASTM et AISC

Période	Type d'acier	Contrainte de rupture en traction $F_u$ (MPa)	Limite élastique, $F_y$ (MPa)
1900	Acier doux	410 – 480	240
1901 – 1908	Acier doux	410 – 480	$\frac{1}{2} F_u$
1909 – 1923	Acier structural	380 – 450	$\frac{1}{2} F_u$
1924 – 1933	Acier structural	380 – 450	$\frac{1}{2} F_u$ et $\geq 200$

(Nollet, 2001)

L'analyse des connexions, effectuées à l'aide de rivets jusqu'au milieu des années 1950, est complexe. En effet, ce type de connexion travaillant principalement en cisaillement était conçu de façon empirique, puisque la distribution des efforts dans ces

pièces dépend de plusieurs facteurs, dont la force de serrement, la friction et la déformation des deux parties jointes, le détail des trous, etc. (Newman, 2001, p. 117).

Lors de la restauration de structures assemblées à l'aide de rivets, il est conseillé d'en tester certains afin de déterminer leur capacité ultime et ensuite d'utiliser une fraction de cette valeur pour les calculs de capacité. Lorsque des tests ne peuvent pas être effectués, ou lors de calculs préliminaires, des valeurs typiques pour les rivets anciens peuvent être utilisées (Tableau XXV).

Tableau XXV

Valeurs typiques de conception pour les rivets anciens

Période	Résistance en traction, (MPa)	Point d'écoulement minimum
1900 – 1908	345 – 414	50 % de la résistance en traction
1909 – 1913	331 – 400	50 % de la résistance en traction
1914 – 1923	317 – 386	50 % de la résistance en traction
1924 – 1931	317 – 386	50 % de la résistance en traction, min. 172 MPa

(d'après Newman, 2001, p. 119)

## 5.5 Réponse latérale des cadres en acier avec remplissage

Le comportement des cadres en acier, lorsqu'ils sont rigides, est simple : les poteaux et poutres composant les cadres se rencontrent à angle droit et la résistance latérale dépend de la rigidité des connexions. Aussi,

« Un assemblage poteau – poutre est considéré comme parfaitement rigide s'il a une résistance suffisante pour supporter le moment plastique de la poutre et l'effort tranchant correspondant, et si l'angle initial entre la poutre et le poteau reste pratiquement inchangé tant que le moment plastique de la poutre n'est pas atteint » (Picard et Beaulieu, 1991, p. 46).

Lorsque des charges latérales sismiques agissent sur un cadre en acier, supportant déjà des charges gravitaires, la combinaison crée une augmentation des moments positifs, mais aussi négatifs, agissant sur les poutres, tel qu'illustré à la figure 57. Dans ce cas, les connexions, par exemple des rivets, doivent avoir une résistance suffisante en cisaillement pour que la flexion des poutres ne cause pas leur rupture.



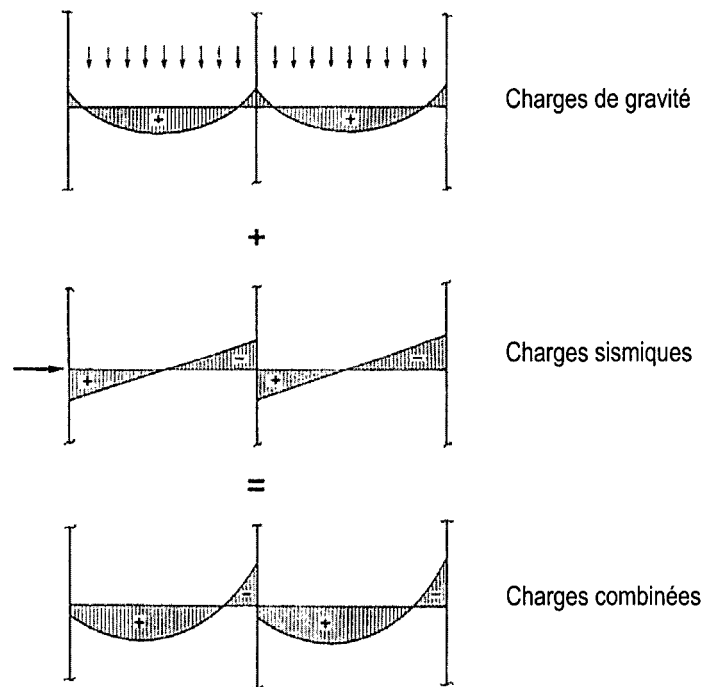


Figure 57 Combinaison des charges de gravité et des charges latérales  
(Picard et Beaulieu, 1991, p. 49)

Pour ce qui est des murs de remplissage, s'ils n'ont pas été conçus pour travailler en cisaillement et qu'ils sont reliés à l'ossature, ils risquent d'altérer la réponse sismique du bâtiment. En effet, la rigidité de ces murs interagit avec la ductilité du squelette d'acier et il peut se produire une rupture prématurée, non prévisible par les calculs (CNRC, 1992.b, p. 44). Pour leur contribution à la rigidité, on idéalise, lors de la création de modèles d'analyse, les remplissages comme des bielles de compression qui agissent sur le cadre (figure 58).

Afin de vérifier une structure comprenant une ossature et des murs, la résistance et la rigidité relative de chaque partie doivent d'abord être évaluées. Advenant le cas où la résistance des murs n'est pas proportionnée à leur rigidité, ils devraient être isolés de l'ossature ou alors le bâtiment devrait être traité comme une ossature avec des murs de remplissage en maçonnerie travaillant en cisaillement (CNRC, 1992.b, p. 44).

Afin de réaliser l'analyse dynamique, la charge sismique peut être répartie également entre tous les cadres parallèles à l'action sismique. On peut aussi choisir d'utiliser un

système de liens rigides entre les cadres, ce qui permet d'obtenir une distribution plus réelle (Léger, 2001).

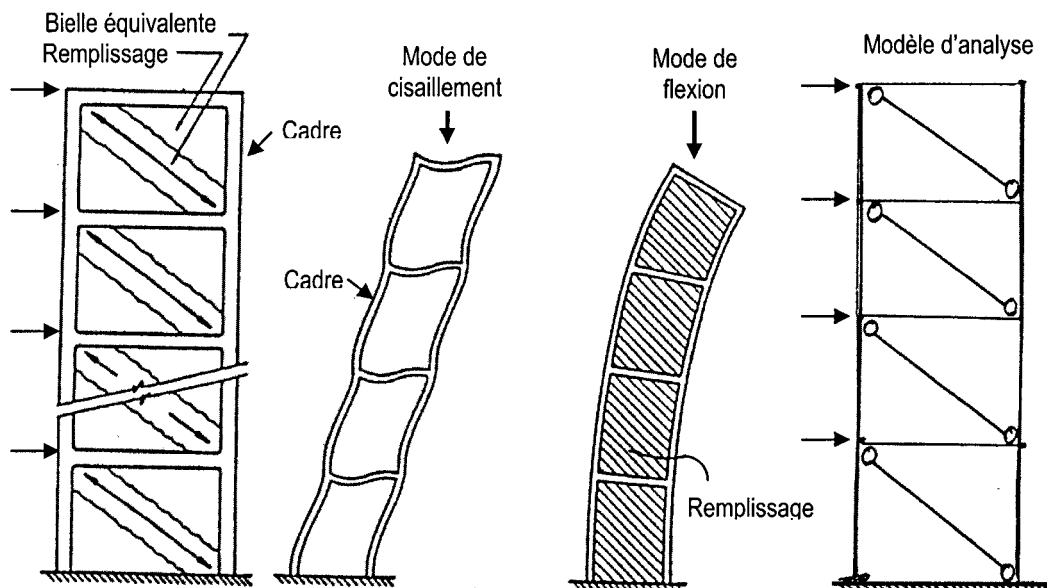


Figure 58 Modélisation des murs de remplissage en maçonnerie dans un cadre (Léger, 2001, cours 5-6, p. 20)

Lorsque le rez-de-chaussée d'une structure à portiques ne comporte pas de remplissage en MNA et que les étages en sont pourvus, les étages supérieurs se déplacent en bloc, puisqu'ils comprennent la majeure partie du poids sismique (figure 59). Le rez-de-chaussée étant très souple, il risque de céder de façon prématurée.

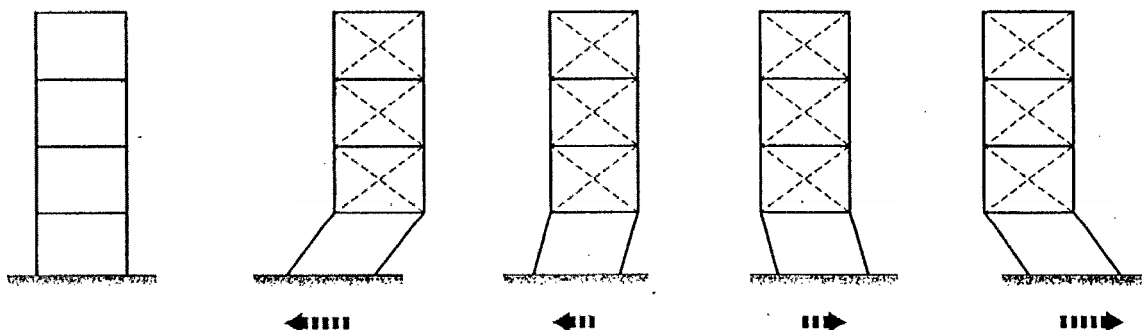


Figure 59 Modes de vibration dans le cas d'un niveau élastique pour un portique au rez-de-chaussée et des portiques avec remplissage de maçonnerie aux étages (Davidovici, 1999)

La rupture des éléments des bâtiments à structure AMR peut survenir de différentes façons. Tout d'abord, les bielles de compression qui se créent dans les panneaux de maçonnerie non armée causent la fissuration diagonale dans les deux directions. Ces fissures en « X » sont très souvent observées suite à des séismes (figure 60.a-d).

Au niveau de l'ossature, l'effondrement peut être provoqué par les bielles de compression de la maçonnerie qui développent une composante verticale et déchargent ainsi en partie le poteau. La charge axiale étant diminuée, la résistance au cisaillement diminue, alors que des forces horizontales sont appliquées aux coins des panneaux de maçonnerie sur les joints du cadre. Ces forces causent la ruine lorsque la résistance est insuffisante (figure 60.e).

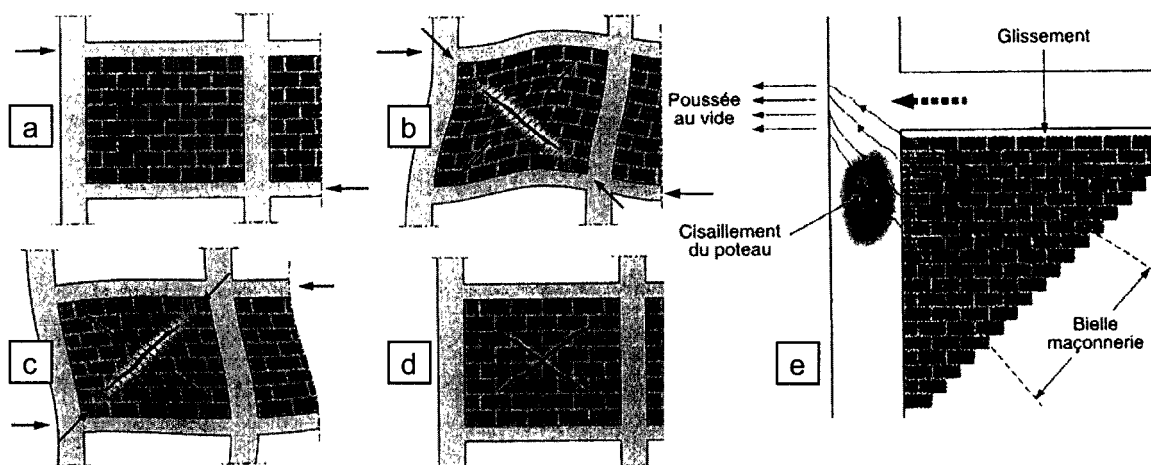


Figure 60 Interaction panneau en maçonnerie – portique : a) avant séisme, b) séisme : formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue, c) changement de direction du séisme : inversion des sollicitations, d) après séisme : fissure en X, e) transmission de la bielle comprimée par cisaillement de la tête du poteau (Davidovici, 1999, p. 258)

À un coin de bâtiment, s'il se forme des bielles de compression des deux côtés de l'angle, les poteaux de coin sont très vulnérables puisqu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales (figure 61). Aussi, comme ils ne reçoivent la charge gravitaire que d'un quart de travée, cela contribue faiblement à leur résistance au cisaillement alors que les bielles qui les sollicitent correspondent à une travée

complète. La destruction des poteaux d'angle peut mener à l'effondrement des étages supérieurs et causer l'écrasement du rez-de-chaussée.

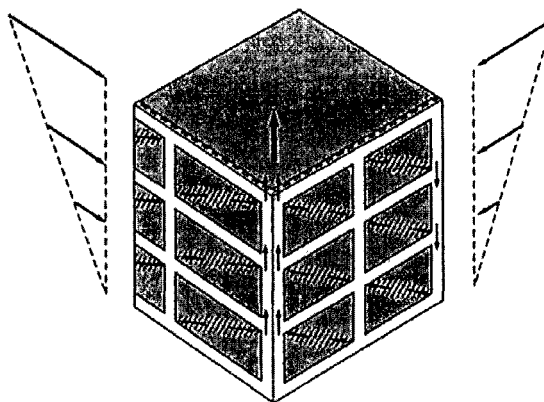
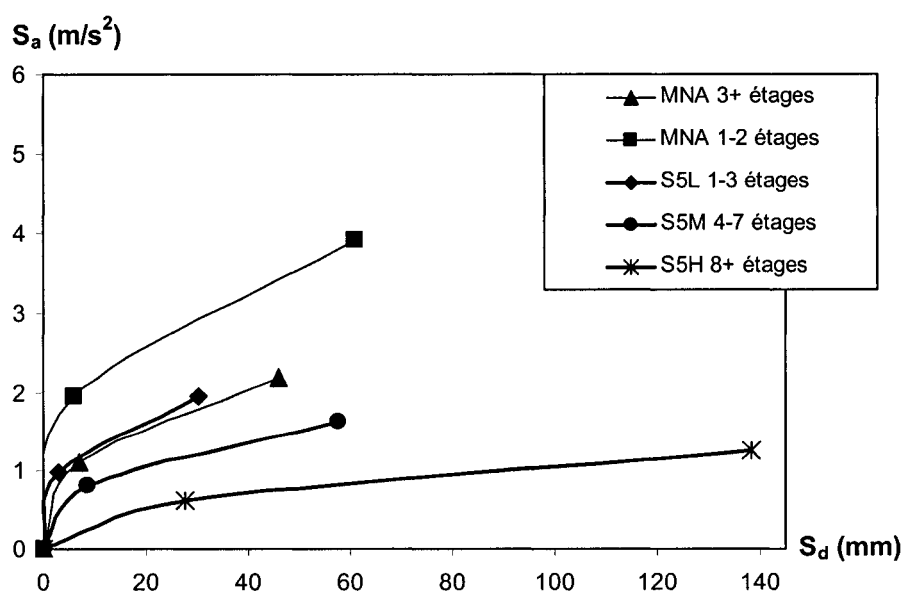


Figure 61 Fonctionnement des panneaux d'angle du bâtiment  
(Davidovici, 1999, p. 259)

Selon le document HAZUS® 99 (FEMA, 2002.a), les structures d'acier construites avant l'application des premières normes parasismiques ont une capacité en déplacement ultime variant entre 30 et 138 mm pour des accélérations spectrales maximales variant entre 1,25 et 2 m/s<sup>2</sup>. Ces courbes sont illustrées au graphique 16 (trois courbes S5), de même que les courbes des structures MNA de HAZUS® 99, pour fin de comparaison.



Graphique 16 Comparaison des courbes de capacité de HAZUS® 99 pour les structures AMR et MNA bâties avant les premières normes parasismiques

On s'aperçoit que les bâtiments de moins de huit étages à structure AMR ont une capacité comparable à celle des bâtiments en MNA d'au moins trois étages. Aussi, les structures AMR d'au moins huit étages ont un coefficient de ductilité supérieur à toutes les autres typologies illustrées, avec un déplacement spectral maximal possible de 138 mm. La plus grande capacité revient toutefois aux bâtiments en MNA de 1 à 2 étages, l'aire sous la courbe étant la plus grande illustrée sur le graphique 16.

## **5.6 Évaluation de la vulnérabilité des bâtiments du Vieux-Montréal par l'attribution des classes de vulnérabilité de l'EMS-98**

Dans cette section, le comportement sismique des structures en béton et en bois est brièvement expliqué, ces matériaux concernant 16 % des bâtiments du Vieux-Montréal. Ensuite, les bâtiments de l'inventaire sont répartis parmi les catégories sismiques de l'EMS-98, les degrés de dégâts en fonction des intensités sismiques leur sont attribués et enfin les courbes de fragilité de l'ensemble du bâti sont tracées.

### **5.6.1 Comportement des structures en béton armé ou en bois**

Les bâtiments à structure en béton armé sont très communs dans les villes modernes. Cependant, leur conception est très variable, ce qui procure un degré de vulnérabilité variant de A à F, selon les classes de l'EMS-98. L'attribution de la classe est influencée par la présence et le niveau des éléments de conception parasismique. Il y a deux sous-catégories pour le matériau béton : structure à cadres ou à murs.

Les structures à cadres en béton armé sont composées de colonnes et poutres assemblées par des joints monolithiques résistants aux moments de flexion et au cisaillement. Ces cadres supportent autant les charges latérales que verticales. Un système à colonnes faibles et poutres fortes n'est pas du tout approprié pour résister aux charges latérales. Aussi, les variations de rigidité et de résistance du système structural suivant les trois directions orthogonales ne sont pas souhaitables. Enfin, les remplissages de maçonnerie non armée peuvent créer des charges supplémentaires sur les cadres et rendre le système plus vulnérable, tel que montré à la figure 60.

Les structures à murs en béton armé sont caractérisées par des éléments verticaux dont le ratio de la longueur sur la largeur de leur section en plan est d'au moins quatre. Un système comprenant au moins deux murs reliés régulièrement par des poutres se nomme structure à murs couplés. Dans ce cas-là, ce sont les poutres qui fournissent la ductilité suffisante et par lesquelles l'énergie sismique devrait se dissiper. La vulnérabilité de ces systèmes est influencée par les ouvertures, tout comme les murs de maçonnerie, mais aussi par la présence d'un rez-de-chaussée souple (*soft storey*). Aussi, des murs qui ne suivraient pas un plan régulier causeraient des effets de torsion pouvant entraîner l'effondrement partiel ou total du bâtiment. Enfin, les structures à murs en béton armé sont plus rigides que les structures cadres.

Pour ce qui est des structures en bois, leur flexibilité leur confère un bon comportement sismique. Cependant, des joints lâches ou des éléments de bois pourris peuvent rendre la structure très vulnérable à un effondrement, comme ce fut le cas lors du séisme de Kobe, en 1995. En fait, la ductilité d'une structure en bois dépend de la ductilité de ses connexions. L'EMS-98 propose les classes de vulnérabilité variant de B à E pour les structures de bois.

#### **5.6.2 Attribution des classes de vulnérabilité de l'EMS-98 aux classes typologiques du CNRC**

L'inventaire présenté à l'annexe 6 est à la base de la présente section traitant de la vulnérabilité sismique des bâtiments du Vieux-Montréal. Rappelons que cet inventaire de 89 bâtiments est représentatif de l'ensemble des bâtiments de l'arrondissement historique, tel que démontré à la section 3.7.

Les différentes typologies présentes dans l'échantillon ont tout d'abord été associées aux catégories sismiques de l'EMS-98. Cette association a été réalisée en comparant les cotes structurales de base C accordées aux structures construites avant 1970 (dites « pré-code ») avec les classes de vulnérabilité de l'EMS-98 pour des structures de même typologie. Le Tableau XXVI présente cette relation, basée sur l'hypothèse que la cote structurale du CNRC la plus élevée de 3,5 correspond à la classe de

vulnérabilité A et la cote la plus basse de 1,0, à la classe de vulnérabilité F. Les typologies présentes dans le Vieux-Montréal sont identifiées en caractère gras.

Tableau XXVI

Relation entre les typologies du CNRC et les classes de vulnérabilité de l'EMS-98

Matériau principal	Sigles CNRC	Description du système structural	Cotes CNRC <70	Correspondance EMS-98					
				A	B	C	D	E	F
<b>Maçonnerie</b>	<b>MNA</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie non armée</b>	<b>3,5</b>						
	<b>MAL-MAB</b>	<b>Murs porteurs en maçonnerie armée, diaphragmes de bois, métal ou béton</b>	<b>2,5</b>						
<b>Béton / Acier</b>	<b>BMR-AMR</b>	<b>Ossature de béton ou acier avec murs de remplissage en maçonnerie</b>	<b>3</b>						
<b>Béton</b>	OBM-OBP	Ossature en béton préfabriquée ou résistant aux moments	2,5						
	MBP-MBC	Murs en béton préfabriqués ou travaillant en cisaillement	2						
<b>Acier</b>	OLA	Ossature légère en acier	1						
	OAM	Ossature en acier résistant aux moments	1,2						
	OCA	Ossature contreventée en acier	1,5						
	AMB	Ossature en acier avec murs de cisaillement en béton	2						
<b>Bois</b>	OLB	Ossature légère en bois	1,2						
	PPB	Poteaux et poutres en bois	2						

En ce qui concerne le Tableau XXVII, les proportions présentées dans la section « Allocation aux classes de vulnérabilité de l'EMS-98 (%) » proviennent de l'interprétation des symboles utilisés dans l'EMS-98 (voir figure 2, page 10). Cette interprétation est la suivante : un trait tillé correspond à 10 % des bâtiments de la catégorie sismique, un trait plein vaut 20 % et la balance est allouée à la classe de vulnérabilité identifiées par un cercle.

Cette répartition provenant directement de l'EMS-98 est allouée aux bâtiments de 3 à 3,5 étages de chacune des catégories sismiques. Elle a été ajustée afin de refléter la hauteur des bâtiments présents dans le Vieux-Montréal, en se basant sur l'information disponible dans la littérature.

Tableau XXVII

Répartition des bâtiments de l'inventaire parmi les classes de vulnérabilité

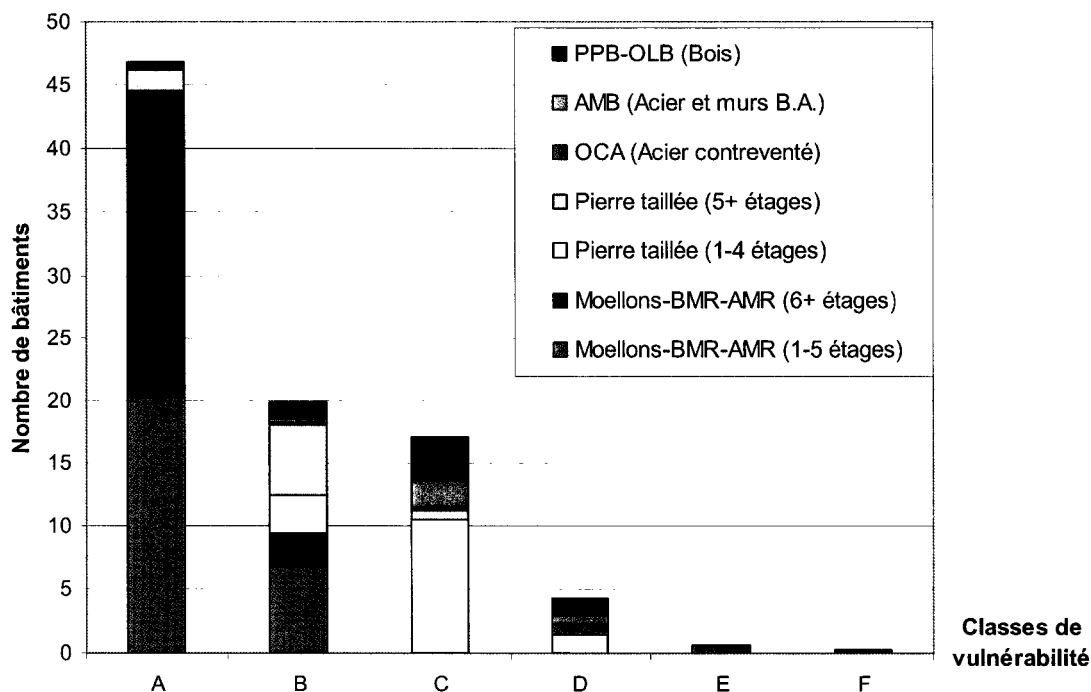
Typologies CNRC	Catégories sismiques ÉPFL	Nombre d'étages	Allocation aux classes de vulnérabilité de l'EMS-98 (%)						Répartition parmi les classes de vulnérabilité de l'EMS-98 des 89 bâtiments					
			A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
MNA (moellons) et BMR/AMR	Moellon	1-5 étages*	75	25					20	7				
		6+ étages**	90	10					24	3				
MNA (pierre de taille)	Pierre taillées	1-4 étages		20	70	10				3	11	2		
		5+ étages	20	70	10				2	6	1			
OCA	Acier	4/11 étages		10	10	40	30	10		0	0	1	1	0
AMB	Murs B.A.	1-5 étages		10	70	20				0	2	1		
OLB-PPB	Bois	3-7 étages	10	20	50	20			1	1	4	1		
Somme									47	20	17	4	1	0

\* 12 /27 bâtiments sont de type BMR/AMR    \*\* 27/27 bâtiments sont de type BMR/AMR

Notons que les bâtiments à ossature de béton ou d'acier avec remplissage de murs de maçonnerie, qui ont en général un mauvais comportement sismique, ont été jumelés aux bâtiments de maçonnerie non armée composée de moellons afin d'obtenir une répartition réaliste. En effet, la cote structurale de base **C** du CNRC vaut 3 pour les structures à ossatures avec remplissage de murs de maçonnerie non armée (voir Tableau III, section 2.6.2), ce qui est semblable à la cote **C** de la maçonnerie de moellons, égale à 3,5. De plus, dans l'inventaire, les bâtiments de maçonnerie non armée composée de moellons ou de pierres de taille étaient tous confondus sous le sigle MNA. Ils ont été redistribués parmi les deux catégories sismiques distinctes. Pour la catégorie sismique « moellons », à la classe de vulnérabilité « A » a été accordé une plus grande proportion de bâtiments que celle de l'EMS-98, afin de refléter les résultats obtenus au chapitre 4. Enfin, le nombre d'étages a été regroupé en une ou deux plages pour chaque catégorie sismique.

Le nombre de bâtiments répartis dans chacune des classes de vulnérabilité constitue l'allocation des 89 bâtiments des différentes catégories sismiques aux classes de vulnérabilité de l'EMS-98. Cette allocation est illustrée par le graphique 17.





Graphique 17 Répartition des 89 bâtiments par typologies et classes de vulnérabilité

### 5.6.3 Degrés de dégâts (DG) l'EMS-98

La distribution des degrés de dégâts de l'EMS-98 qui est attribuée ici est celle correspondant au niveau de vulnérabilité moyenne du bâti. Ce niveau correspond aux calculs effectués jusqu'à maintenant dans lesquels, par exemple, les propriétés moyennes des matériaux disponibles dans la littérature ont été utilisées. Ce choix écarte les cas de vulnérabilité optimiste ou pessimiste qui auraient aussi pu être étudiés.

L'EMS-98 propose des définitions pour chacune des intensités sismiques qui sont composées des indicateurs de type « quelques », « beaucoup » et « la plupart » (cf. figure 1, page 8). Le cas normal, donc moyen, qui est utilisé ici pour définir les degrés de dégâts, est composé des quantités suivantes : quelques =  $\pm 8\%$ , nombreux =  $\pm 35\%$  et la plupart =  $\pm 75\%$ . À l'aide des descriptions de l'EMS-98 et des quantités du cas normal, les proportions des bâtiments de chaque classe de vulnérabilité qui

atteindraient les différents DG pour les intensités MSK allant de VI à XI ont été calculées. Cela est basé sur un cas idéalisé qui serait une distribution normale autour de la moyenne des degrés de dégâts pour des bâtiments de même vulnérabilité soumis à une intensité de séisme donnée. Une illustration de cette distribution de dégâts ainsi que des explications supplémentaires sont fournies à l'annexe 8. La répartition des 89 bâtiments parmi les DG et les classes de vulnérabilité présentée au Tableau XXVIII constitue la matrice de probabilités de dommages de ce groupe de bâtiments (définition à la section 2.4).

Tableau XXVIII

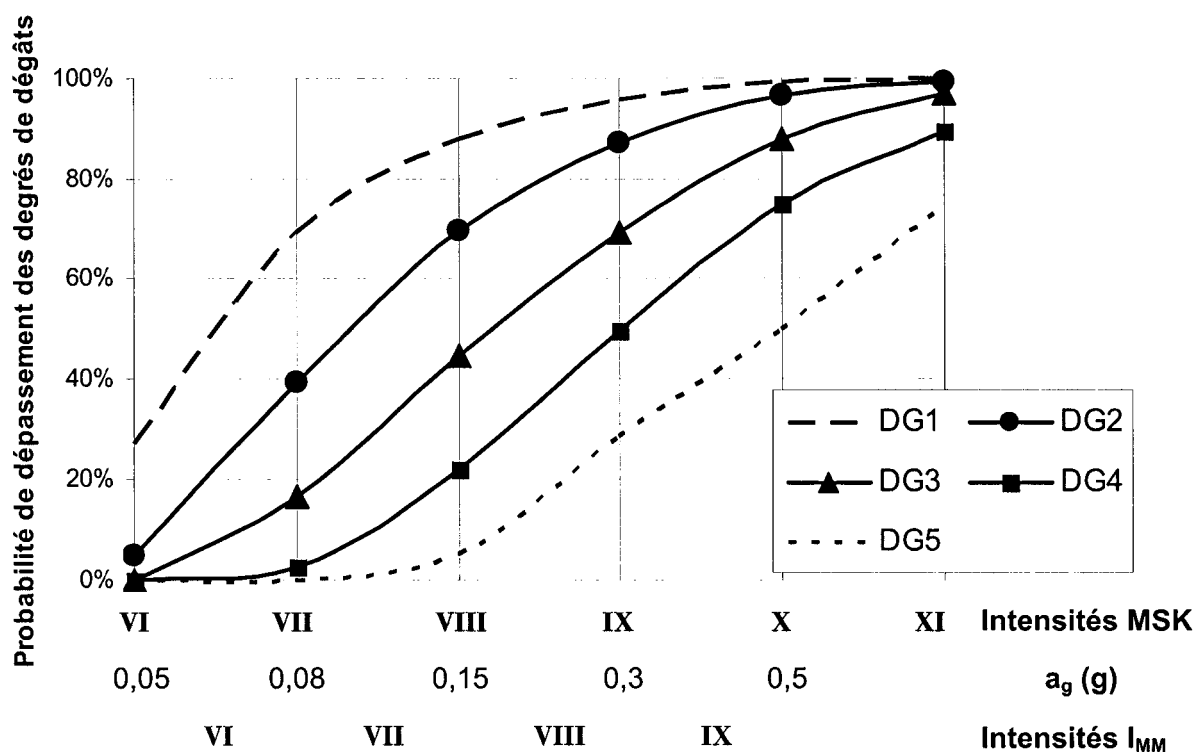
Matrice de probabilités de dommages des 89 bâtiments étudiés

		DG	Intensités MSK						DG	Intensités MSK					
			VI	VII	VIII	IX	X	XI		VI	VII	VIII	IX	X	XI
Classes de vulnérabilité	A	DG5			4,7	23,4	32,8	46,9	D	DG5					0,4
		DG4		2,3	14,1	11,7	11,7			DG4				0,2	1,3
		DG3		11,7	14,1	7,0	2,3			DG3			0,2	1,1	1,3
		DG2	2,3	14,1	11,7	4,7				DG2		0,2	1,1	1,3	1,1
		DG1	11,7	14,1	2,3					DG1		0,2	1,1	1,7	1,3
		Rien	32,8	4,7						Rien	4,3	4,1	3,0	1,3	0,4
	B	DG5				2,0	10,0	14,0	E	DG5					
		DG4			1,0	6,0	5,0	5,0		DG4					0,03
		DG3		1,0	5,0	6,0	3,0	1,0		DG3				0,03	0,2
		DG2	2,0	5,0	6,0	5,0	2,0			DG2			0,03	0,2	0,2
		DG1	7,0	8,0	6,0	1,0				DG1			0,2	0,2	0,2
		Rien	11,0	6,0	2,0					Rien	0,6	0,6	0,6	0,4	0,2
	C	DG5					1,7	5,1	F	DG5					
		DG4				0,9	5,1	6,8		DG4					
		DG3			0,9	4,3	5,1	4,3		DG3					0,01
		DG2		0,9	4,3	5,1	4,3	0,9		DG2				0,01	0,1
		DG1	0,9	4,3	6,8	5,1	0,9			DG1				0,1	0,1
		Rien	16,2	12,0	5,1	1,7				Rien	0,2	0,2	0,2	0,2	0,1

#### 5.6.4 Courbes de fragilité des 89 bâtiments de l'inventaire du Vieux-Montréal

La distribution des bâtiments par degré de dégât atteint ou dépassé pour chaque classe de vulnérabilité sous différentes intensités de séismes, illustrée sous forme de DPM au Tableau XXVIII, peut être représentée par les courbes de fragilité moyennes de l'ensemble bâti (graphique 18). Les courbes présentées tiennent compte de la

distribution des bâtiments parmi l'inventaire et caractérisent donc la vulnérabilité potentielle de cet ensemble bâti représentatif des bâtiments de l'arrondissement historique du Vieux-Montréal.



Graphique 18 Courbes de fragilité des 89 bâtiments du Vieux-Montréal étudiés

Sur le graphique 18, une intensité MSK de **VII**, ou  $I_{MM}$  de **VI ½**, correspondant à  $\pm 0,8 \text{ m/s}^2$ , causerait des dégâts structuraux légers (DG2) à 40 % des bâtiments, des dégâts structuraux importants à  $\pm 8 \%$  des bâtiments, mais ne causerait aucun effondrement, parmi les bâtiments de l'ensemble analysé.

Par ailleurs, si l'intensité de calcul du CNBC 2005 de la Maison du Calvet (0,49 g ou  $4,8 \text{ m/s}^2$ ) se produisait à Montréal, l'intensité MSK de **X** ( $I_{MM}$  de **IX ½**) serait atteinte et cela pourrait causer des dommages très importants parmi les bâtiments anciens. Selon les courbes de fragilité, 50 % des édifices historiques du Vieux-Montréal pourraient s'effondrer et presque tous subiraient des dommages structuraux.

## CHAPITRE 6

### ANALYSE DES RÉSULTATS

L'analyse des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique faite au chapitre 2 a démontré que l'observation de la vulnérabilité résultant de séismes ainsi que le jugement expert, deux méthodes jugées efficaces pour un ensemble de bâtiments, ne sont pas directement applicables aux bâtiments anciens de Montréal. En effet, il n'existe pas de données complètes sur les séismes passés dans la région. L'analyse par modèle analytique simple est mieux adaptée à la situation des bâtiments montréalais. En effet, elle est applicable à une typologie spécifique de bâtiments et permet d'obtenir des résultats concluants, en autant que les caractéristiques et détails structuraux soient connus. Enfin, les modèles analytiques sont relativement simples et rapides d'utilisation.

Au chapitre 3, l'évolution de la construction à Montréal au fil des siècles a été exposée, de façon à comprendre les techniques de construction des bâtiments plus ou moins anciens. Puis, l'inventaire créé dans le cadre de ce mémoire a été présenté; il comprend 89 bâtiments, soit  $\pm 20$  % des bâtiments de l'arrondissement historique. La distribution de l'année de construction et du nombre d'étages des bâtiments de cet inventaire ont été comparés à l'ensemble du bâti du secteur afin de valider la composition de l'échantillon. À partir de cette liste descriptive, les deux typologies de bâtiments les plus communes du Vieux-Montréal ont été ciblées. Il s'agit, des bâtiments à murs porteurs de maçonnerie non armée, construits entre 1684 et 1859 et hauts de 3 à 5 étages. Ces bâtiments représentent 44 % de la liste et comportent la plupart des murs coupe-feu\* mitoyens ainsi qu'une charpente de toit légère en bois. L'autre typologie courante (40 % de la liste) concerne les bâtiments à structure d'acier érigés entre 1860 et 1913. Il y a deux sous-catégories de structures d'acier : avec ou sans murs périphériques autoporteurs. Aussi, il y souvent présence de murs de remplissage en maçonnerie non armée. Les descriptions fournies dans le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* (CNRC, 1992.a) ne correspondent pas toujours aux typologies présentes dans le Vieux-Montréal. En effet, les techniques et matériaux des bâtiments en MNA ou à structure mixte sont plus

anciens que ceux décrits dans le *Manuel de sélection*. Cependant, les structures d'acier avec murs de remplissage en MNA correspondent bien à la typologie AMR.

Le chapitre 4 présente l'analyse de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment typique à structure de maçonnerie non armée, la Maison du Calvet. Ce type de bâtiment domine l'échantillon présenté au chapitre 3 et le comportement sismique réputé pauvre de cette typologie confirme l'intérêt de son analyse. En premier lieu, à l'aide des méthodes de calcul du FEMA, il a été déterminé que pour le DG2 (occupation immédiate), la paroi\* C est la première à atteindre un comportement non-linéaire pour un séisme en direction est-ouest, sous une charge de cisaillement de 83 kN, tandis que dans la direction nord-sud, c'est la paroi\* B qui est critique pour une valeur de 450 kN (cf. figure 51). La paroi\* B est affaiblie par ses nombreuses ouvertures tandis que la paroi\* C est peu résistante hors du plan à cause de son faible ratio épaisseur sur hauteur. De la même façon, pour le DG5 (effondrement), les bouts de murs de l'axe est-ouest atteindraient la rupture sous une charge de cisaillement de 3 075 kN alors que les bouts de murs de l'axe nord-sud peuvent supporter jusqu'à 8 912 kN (cf. Tableau XVIII). Les classes de vulnérabilité utilisées au cours de la présente étude sont celles de l'EMS-98, l'Échelle Macrosismique Européenne. Deux raisons expliquent ce choix : les bâtiments à maçonnerie du Vieux-Montréal s'apparentent aux bâtiments européens en maçonnerie, puis l'EMS-98 définit sept typologies pour ce matériau, contrairement à une seule dans les documents nord-américains, cette typologie décrivant des bâtiments de briques et non de pierres. Trois des quatre résultats de l'analyse correspondent à la classe de vulnérabilité A de l'EMS-98, classe qui a donc été attribuée à la Maison du Calvet. Dans ces conditions, cette structure se compare de façon désavantageuse aux bâtiments décrits dans l'EMS-98, où 90 % des bâtiments de pierre brutes sont censés fournir un comportement correspondant à la classe de vulnérabilité B (cf. figure 42). Un facteur pouvant expliquer cette différence est l'utilisation de propriétés moyennes pour les matériaux, ainsi que le choix de caractéristiques conservatrices dû au manque d'information sur les détails structuraux. Par exemple, les caractéristiques moyennes utilisées correspondent à un mortier ancien, ayant une résistance en cisaillement faible. Cependant, des travaux de rejointoiement ont été effectués à l'automne 2003, ce qui signifie que le mortier actuel possède peut-être des propriétés mécaniques supérieures

à celles utilisées dans les calculs. Il est écrit « peut-être » parce que le mortier qui devrait être privilégié dans les travaux de restauration est un mortier ayant la même rigidité que le mortier original, donc qui devrait contenir approximativement les mêmes proportions de constituants et ainsi posséder des caractéristiques semblables. Aussi, les planchers ont été considérés comme flexibles, ne fournissant pas un comportement diaphragme. Cela est peut-être conservateur puisque les planchers sont liés par des *esses\** aux murs de maçonnerie. Ces *esses\** indiquent que dans le cas où les matériaux sont en bon état et que les méthodes de construction sont convenables, les planchers de bois pourraient être traités comme des diaphragmes, à 100 % ou 50 % d'efficacité, par exemple.

Toujours au chapitre 4, la courbe de capacité du bâtiment a été tracée, à l'aide d'un modèle analytique simple inspiré de celui présenté par Lang dans sa thèse (2002). Cette méthode permet de tracer les courbes de capacité de chacun des bouts de murs, puis celle du bâtiment complet. Cette courbe globale a été normalisée en modèle bilinéaire afin de représenter les DG2 et DG5 uniquement. Ces degrés sont atteints pour une valeur de cisaillement à la base égale à 4 237 kN et correspondent à un déplacement au haut du mur de 2,65 mm et de 13,77 mm. Ces résultats ont été transformés en valeurs spectrales afin de pouvoir comparer la courbe de capacité de la Maison du Calvet à celles fournies dans le document HAZUS® 99 (FEMA, 2002.a). Le bâtiment se compare encore une fois de façon défavorable aux courbes de HAZUS®, sa courbe illustrant un comportement fragile, comparativement aux courbes d'allure ductile des bâtiments de HAZUS® qui représentent principalement des bâtiments en maçonnerie de brique. Quoiqu'il en soit, la courbe de capacité obtenue n'est pas une courbe absolue; elle est entièrement dépendante des hypothèses qui ont été effectuées tout au long des calculs ainsi que de la méthode et des normes utilisées. De plus, la vulnérabilité « potentielle » obtenue est sensée refléter le comportement réel de la structure sous divers niveaux de séisme, mais la résistance réelle pourrait être assez différente, compte tenu de la surrésistance, de la ductilité, des matériaux, etc. Notons enfin que le bâtiment étudié ne saurait résister à un séisme de conception du niveau proposé dans le CNBC 2005 pour une des deux directions principales de séisme, tel que cela a été démontré à la section 4.9.

Le dernier chapitre a démontré que la méthode d'analyse de la vulnérabilité sismique du chapitre 4 est applicable à d'autres typologies. Puis, pour l'ensemble des bâtiments de l'inventaire du chapitre 3, une méthode sommaire d'évaluation de la vulnérabilité a été présentée à la section 5.6. Elle consiste à répartir les bâtiments parmi les classes de vulnérabilité de l'EMS-98, associer ces quantités à une matrice de probabilités de dommages (DPM) et ainsi tracer des courbes de fragilité de l'ensemble bâti. Cette procédure simple permet d'obtenir des résultats valides car la correspondance est effectuée entre les cotes structurales de base (1 à 3,5) du *Manuel* du CNRC et les classes de vulnérabilité sismique de l'EMS-98 (A à F). Il faut mentionner que la DPM qui a été utilisée dans cette étude sommaire est une matrice européenne, soit celle décrite dans l'EMS-98. Cette matrice est basée sur l'observation de dégâts subis par des bâtiments européens, suite à des séismes. Cependant, les bâtiments ont été répartis dans les classes de vulnérabilité sismique européennes d'après l'attribution des cotes structurales de base des typologies canadiennes, ce qui permet de dire que la DPM utilisée offre une alternative simple, rapide et valable.

## CONCLUSIONS

Des conclusions spécifiques à chacun des chapitres précèdent les conclusions générales.

Le chapitre 2 a présenté une revue des méthodes d'évaluation sismique disponibles dans la littérature. Il en ressort que :

- a. les méthodes applicables à un ensemble de bâtiments – observations résultant de séismes et jugements experts – ne sont pas utiles à Montréal, vu l'absence de données concernant des séismes historiques;
- b. les méthodes préconisées pour un bâtiment unique sont applicables avec adaptation aux bâtiments du Vieux-Montréal : modèles analytiques simples, attribution par pointage (longs calculs) et analyses détaillées (longs calculs);
- c. les modèles analytiques simples avec analyse statique non-linéaire sont à privilégier pour les analyses de bâtiments individuels ou pour des bâtiments d'une même typologie.

Le chapitre 3 s'intéressait à la caractérisation structurale des bâtiments de la région de Montréal, au fil des époques. On note que :

- a. la répartition des bâtiments de l'inventaire selon le type de structure est la suivante: 44 % en maçonnerie non armée (MNA), 40 % en acier, 8 % en béton armé et 8 % en bois;
- b. la majorité des bâtiments de la liste (54 %) ont été érigés entre 1860 et 1913;
- c. l'inventaire a été comparé à l'ensemble des bâtiments du Vieux-Montréal et il en ressort qu'il est représentatif;
- d. les typologies les plus communes sont les bâtiments en MNA construits avant 1859, hauts de trois à cinq étages et les structures d'acier érigées entre 1860 et 1913;
- e. les bâtiments en MNA ne correspondent pas à la description du *Manuel de sélection* du CNRC. L'échelle EMS-98 a donc été utilisée puisque les structures du Vieux-Montréal correspondent aux typologies européennes.



Au chapitre 4 a été présentée l'analyse de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment en MNA; la Maison du Calvet. La méthodologie utilisée constitue la figure 56. Les principales conclusions de cette analyse sont les suivantes :

- a. le bâtiment analysé correspond à la classe de vulnérabilité A de l'EMS-98. Cela indique que le bâtiment est très vulnérable par rapport aux bâtiments de pierres brutes de l'EMS-98, qui font partie de la classe B à 90 % et de la classe A à 10 %;
- b. la courbe de capacité du bâtiment a été tracée à partir de la résistance des bouts de murs et en supposant un comportement statique non-linéaire. Selon cette courbe (graphique 13), la plastification serait atteinte à 4 237 kN de cisaillement à la base, pour un  $\Delta$  de 2,65 mm et l'effondrement correspondrait à un  $\Delta$  de 13,77 mm;
- c. cette courbe de capacité a été comparée à celles fournies dans HAZUS<sup>®</sup> 99 (FEMA, 2002.a) pour des bâtiments en MNA. La courbe de la structure étudiée illustre un comportement fragile, comparé aux courbes ductiles de HAZUS<sup>®</sup> 99;
- d. globalement, la Maison du Calvet a un mauvais comportement sismique et devrait faire l'objet d'une étude plus détaillée.

Le dernier chapitre concernait l'évaluation sismique de l'ensemble du bâti ancien du Vieux-Montréal. On note que :

- a. la méthodologie utilisée au chapitre 4 est valable pour d'autres types de structure, en ajustant les données de base, les modèles analytiques et les méthodes de calcul pour les différents modes de rupture;
- b. une méthode d'évaluation sommaire de l'ensemble des bâtiments de l'inventaire est proposée à la section 5.6. Cette méthode consiste à associer les typologies du CNRC aux classes de vulnérabilité de l'EMS-98, jumeler ces classes à une matrice de probabilités de dommages adaptée aux bâtiments présents et traduire cette matrice de probabilités en un ensemble de courbes de fragilité indiquant la probabilité de dépassement des divers degrés de dégâts pour chacune des classes de vulnérabilité de l'ensemble;
- c. pour l'intensité MSK de IX, les courbes de fragilité montrent que 50 % des bâtiments du Vieux-Montréal atteindraient un DG4 ou DG5 et seulement 4 % subiraient peu ou pas de dégâts;

- d. si les accélération spectrales de conception du CNBC 2005, variant pour Montréal entre 0,5 et 6,8 m/s<sup>2</sup> (période de 0,2 s à 2 s), survenaient, cela pourrait causer des dégâts de niveau DG5 à 75 % des bâtiments anciens (6,8 m/s<sup>2</sup> correspond à l'intensité MSK de XI sur le graphique 15).

Dans l'ensemble, les objectifs fixés au commencement de ce projet de recherche ont été atteints. De fait, la caractérisation structurale des édifices anciens de plusieurs époques et types de matériaux a été effectuée. Le chapitre 3 centralise la plupart de ces informations, alors que les chapitres 4 et 5, concernent respectivement les bâtiments de MNA et les structures d'acier avec murs de remplissage. Les caractéristiques structurales des bâtiments n'étant pas toutes connues, des propriétés moyennes ont été tirées de la littérature et des choix pénalisant concernant les types de structure ont été faits. Ces hypothèses font en sorte que les résultats obtenus sont plutôt pessimistes.

Une méthode appropriée d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments du Vieux-Montréal a été créée, amalgamant des éléments de méthodes existantes. D'ailleurs, par cette méthode, des résultats plausibles ont été obtenus lors de l'évaluation de la classe de vulnérabilité sismique d'un bâtiment de MNA. Il a aussi été démontré que cette méthode est applicable à d'autres typologies structurales.

Enfin, une méthode d'évaluation sommaire permettant de tracer les courbes de fragilité d'un ensemble de bâtiments a été illustrée au dernier chapitre, permettant d'apprécier la vulnérabilité du bâti du Vieux-Montréal.

À l'instar d'études de vulnérabilité sismique réalisées dans de grandes villes où la sismicité est modérée, il a été prouvé dans cette recherche « exploratoire » qu'il est possible d'évaluer les structures anciennes de la région de Montréal à l'aide de modèles analytiques adaptés.

## RECOMMANDATIONS

Les résultats nous ont montré que l'analyse de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques est possible au Québec, en utilisant des méthodes simples jumelées à des normes nord-américaines. Quelques recommandations concernent la précision des données de base et l'information utilisée dans la méthode proposée :

- a. mettre plus d'emphasis sur la recherche d'information concrète, par l'étude de plans de structures anciennes et par la réalisation de relevés in situ;
- b. étudier les détails structuraux des bâtiments de MNA et des structures mixtes, puisqu'il y a un manque à ce niveau dans la littérature;
- c. organiser des rencontres avec des ingénieurs et des architectes ayant réalisé des travaux de réhabilitation ou de restauration de bâtiments anciens;
- d. augmenter la présente étude par l'ajout de modèles analytiques applicables aux bâtiments à structure d'acier, de béton ou de bois;
- e. valider l'utilisation de la matrice de probabilités européenne utilisée au chapitre 5 et vérifier si les DPM du logiciel HAZUS sont applicables aux bâtiments québécois.

Ultimement, une fois la méthode utilisée complètement validée, les résultats de l'étude de vulnérabilité sismique pour les bâtiments anciens du Vieux-Montréal pourraient être combinés à l'aléa sismique et à la valeur en danger des bâtiments étudiés afin d'obtenir une estimation du risque sismique, tel que défini à la section 1.1.

Aussi, la présente recherche pourrait servir de base pour des applications futures, telle

- a. l'étude des secteurs historiques de Québec et Trois-Rivières, par exemple;
  - b. l'obtention de courbes de capacité représentatives pour chacune des typologies.
- Pour cela, les analyses devraient inclure plusieurs bâtiments de chaque typologie.

Enfin, en guise de recommandations générales découlant de l'étude réalisée,

- a. il y aurait lieu d'étudier les améliorations possibles aux typologies du CNRC, qui sont utilisées dans le Manuel de sélection, afin qu'elles tiennent compte des typologies de bâtiments anciens qui existent dans les secteurs historiques;
- b. étant donné le mauvais comportement sismique potentiel de la Maison du Calvet, analysée au chapitre 4, cet édifice devrait faire l'objet d'une étude détaillée.

## **ANNEXES**

## **ANNEXE 1**

**Degrés d'intensité de l'Échelle Macrosismique Européenne 1998**

### A) Forme abrégée de l'EMS-98

Intensité	Définition	Description des effets typiques observés (résumée)
I	Non ressenti	Non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons.
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.
IV	Largeement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chute d'objets. De nombreuses maisons subissent des dégâts non-structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés: petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chutes de parties de cheminées; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants: défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

## B) Forme longue de l'EMS-98

### Disposition de l'échelle:

- a) effets sur les humains
- b) effets sur les objets et sur la nature (les effets sur le sol et les désordres du sol sont traités plus particulièrement à la section 7)
- c) dégâts sur les bâtiments

### Remarque préalable:

Les différents degrés d'intensité peuvent également comprendre les effets de degré(s) respectif(s) d'intensité plus faible, lorsque ces effets ne sont pas mentionnés explicitement.

### I. Secousse imperceptible

- a) Non ressentie, même dans les circonstances les plus favorables.
- b) Sans effet.
- c) Aucun dégât.

### II. Rarement perceptible

- a) La secousse n'est ressentie que dans des cas isolés (<1%) par des personnes au repos dans des positions particulièrement réceptives, à l'intérieur des habitations.
- b) Sans effet.
- c) Pas de dégâts.

### III. Faible

- a) La secousse est ressentie à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une oscillation ou un léger tremblement.
- b) Les objets suspendus oscillent légèrement.
- c) Aucun dégât.

### IV. Largement observée

- a) La secousse est ressentie à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes et n'est ressentie à l'extérieur que par un petit nombre. Quelques dormeurs sont réveillés. Le niveau des vibrations n'est pas effrayant. Les vibrations sont modérées. Les observateurs ressentent un léger tremblement ou une légère oscillation du bâtiment, de la pièce ou du lit, de la chaise, etc.
- b) La porcelaine, les verres, les fenêtres et les portes vibrent. Balancement des objets suspendus. Dans quelques cas, secousses visibles du mobilier léger. Les menuiseries craquent dans quelques cas.
- c) Aucun dégât.

### V. Fort

- a) La secousse est ressentie à l'intérieur des habitations par la plupart des personnes et à l'extérieur par quelques personnes. Quelques personnes effrayées se précipitent dehors. Réveil de la plupart des dormeurs. Les observateurs ressentent une forte secousse ou une forte oscillation de l'ensemble du bâtiment de la pièce ou du mobilier.
- b) Balancement important des objets suspendus. La porcelaine et les verres s'entrechoquent. De petits objets, des objets dont le centre de gravité est élevé et/ou qui sont mal posés peuvent se déplacer ou tomber. Des portes ou des fenêtres s'ouvrent ou se ferment. Dans quelques cas,

des vitres se brisent. Les liquides oscillent et peuvent être projetés hors des récipients pleins. Les animaux deviennent nerveux à l'intérieur.

c) Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B.

## **VI. Dégâts légers**

a) Secousse ressentie par la plupart des personnes à l'intérieur des habitations et par de nombreuses personnes à l'extérieur. Quelques personnes perdent leur sang-froid. De nombreuses personnes effrayées se précipitent dehors.

b) De petits objets de stabilité moyenne peuvent tomber et le mobilier peut être déplacé. Dans certains cas, bris de vaisselle et de verres. Les animaux d'élevage (même à l'extérieur) peuvent s'affoler.

c) De nombreux bâtiments des classes de vulnérabilité A et B subissent des dégâts de degré 1, quelques uns de classes A et B subissent des dégâts de degré 2; quelques uns de classe C subissent des dégâts de degré 1.

## **VII. Dégâts**

a) La plupart des personnes sont effrayées et essaient de se précipiter dehors. De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout, en particulier aux étages supérieurs.

b) Les meubles sont déplacés et les meubles dont le centre de gravité est élevé peuvent se retourner. Les objets tombent des étagères en grand nombre. Les récipients, les réservoirs et les piscines débordent.

c) De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4.

De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3.

Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2.

Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 1.

## **VIII. Dégâts importants**

a) La plupart des personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout, même dehors.

b) Les meubles peuvent se renverser. Des objets comme les téléviseurs, les machines à écrire, etc. tombent par terre. Possibilité de déplacement, de rotation ou de renversement des pierres tombales. On peut observer des vagues sur un terrain très mou.

c) De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5.

De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4.

De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3.

Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2.

## **IX. Destructures**

a) Panique générale. Des personnes peuvent être projetées au sol.

b) De nombreux monuments et colonnes tombent ou sont vrillés. On peut observer des vagues sur un terrain mou.

c) De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 5.

De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5.

De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4.



De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3.  
Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2.

#### **X. Destructions importantes**

c) La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 5.  
De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 5.  
De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5.  
De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4.  
De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3.  
Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2.

#### **XI. Catastrophe**

c) La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 5.  
La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 4, beaucoup de degré 5.  
De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5.  
De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4.  
De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3.

#### **XII. Catastrophe généralisée**

c) Tous les bâtiments des classes de vulnérabilité A, B et pratiquement tous ceux de la classe de vulnérabilité C sont détruits. La plupart des bâtiments des classes de vulnérabilité D, E et F sont détruits. Les effets du tremblement de terre ont atteint le maximum concevable.

(Grünthal et al., 1998)

## **ANNEXE 2**

### **Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie (EMS-98)**

	<p><b>Degré 1: Dégâts négligeables à légers</b> (aucun dégât structural, légers dégâts non-structuraux)</p> <p>Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.</p>
	<p><b>Degré 2: Dégâts modérés</b> (dégâts structuraux légers, dégâts non-structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.</p>
	<p><b>Degré 3: Dégâts sensibles à importants</b> (dégâts structuraux modérés, dégâts non-structuraux importants)</p> <p>Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non-structuraux séparés (cloisons, murs pignons).</p>
	<p><b>Degré 4: Dégâts très importants</b> (dégâts structuraux importants, dégâts non-structuraux très importants)</p> <p>Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.</p>
	<p><b>Degré 5: Destruction</b> (dégâts structuraux très importants)</p> <p>Effondrement total ou presque total</p>

(Grünthal et al., 1998)

## **ANNEXE 3**

### **Les méthodes d'évaluation sismique et leurs références spécifiques**

Classification des méthodes d'évaluation sismique et références spécifiques (Nollet, 2004)

	<b>Observation de la vulnérabilité résultant de séismes passés</b>	<b>Jugement expert</b>	<b>Modèles analytiques simples</b>	<b>Attribution de pointage</b>	<b>Analyses détaillées</b>
<b>Description</b>	DPM élaborées à partir des statistiques des séismes passés Fonctions de vulnérabilité pour différents types de bâtiments	DPM développées en se basant sur le jugement d'experts de plusieurs classes de bâtiments	Modèles simples servant à identifier les mécanismes de ruptures potentiels et le degré de dommages résultant	Attribution de cotes aux bâtiments dans le but de les classer dans un inventaire	Procédure statique linéaire Dynamique linéaire Statique non-linéaire Dynamique non-linéaire
<b>Application</b>	Ensemble de bâtiments Valide pour une région étudiée ou une région similaire Ne considère pas les travaux de mise en conformité	Ensemble de bâtiments Difficilement applicable pour d'autres régions ou d'autres types de structures Méthode subjective comportant des incertitudes sur l'opinion formulée et sur l'estimation des dommages	Bâtiment unique ou bâtiments ayant des caractéristiques communes Les résultats consistent en des intervalles de valeurs	Un ensemble de bâtiments ou un bâtiment unique Détermine la nécessité d'une analyse détaillée Considère les travaux de mise en conformité sismique	Un seul bâtiment, Phase II après la méthode de pointage
<b>Références</b>	Whitman, Reed et al. (1971) Coburn & Spence (1992)	ATC-13 (1985) HAZUS® (1997, 1999)	Portugal : (D'Ayala, Spence et al. 1997) Italie: (Faccioli, Pessina et al. 1999), (Augusti et Ciampoli 2000; Augusti, Ciampoli et al. 2001; Augusti, Ciampoli et al. 2002)	Canada : Manuel de sélection (1993) É.-U. : FEMA-154 et 155 (1988, 2002) : Suisse : Grille d'évaluation Italie: Méthode GNDT	FEMA-178 (1992), FEMA-310 (1998) et ASCE 31-03 (2003) CNRC (1992) FEMA-273 (1997) et FEMA-356 (2000)
<b>Méthodes hybrides</b>		<b>Hong (2003)</b> : FEMA-178 et système d'inférence floue (basé sur le <b>jugement d'experts</b> ) pour tenir compte des incertitudes. Résultat : <b>index de performance</b>			
		<b>Fisher, Alvarez et al. (2002)</b> : Macroéléments inélastiques avec le logiciel HAZUS® pour un nombre limité d'édifices		<b>Kanda, Iwasaki et al. (1997)</b> : Analyses statiques non-linéaires intégrant des notions de fiabilité pour le calcul d'un <b>index de performance</b>	
	<b>EMS (1992 et 1998)</b> : Fonctions de vulnérabilité basées sur les vulnérabilités observées et sur le <b>jugement d'experts</b>				
	<b>Lang (2002)</b> : Approche <b>analytique</b> avec procédure statique non-linéaire. Résultat : courbes de capacité reliées à <b>EMS-98</b> et fonctions de vulnérabilité				
	<b>McCormack &amp; Rad (1997)</b> : Estimation des pertes à partir de la procédure <b>FEMA-154</b> et <b>155</b> en utilisant les <b>DPM</b>				

## **ANNEXE 4**

### **Formulaire de sélection sismique du CNRC**

FORMULAIRE DE SÉLECTION SISMIQUE				p. 1 de 2	ARTICLE N° :
Adresse :			Code postal :		Nom du bâtiment :
Nombre d'étages :	Surface de plancher totale :		m <sup>2</sup>	Année de construction :	CNB de conception :
Utilisation principale (voir liste p. 2) :				Désignation patrimoine :	
Inspecteur :		Date :		Vérifié par :	
Croquis			Photo		
TYPE DE STRUCTURE (encercler les descripteurs appropriés) voir 4.3.2				AR	IRRÉGULARITÉS DE BÂTIMENT (encercler les descripteurs appropriés) voir 4.3.3
Bois	OLB PPB	Ossature légère en bois Poteaux et poutres en bois	90	1. Irrégularité verticale	Changements abrupts dans les dimensions du plan sur la hauteur (par ex., décrochement ou bâtiment dans une pente).
Acier	OAM OCA OLA AMB AMR	Ossature en acier résistant aux moments Ossature contraventée en acier Ossature légère en acier Ossature en acier avec murs de cisaillement en béton Ossature en acier avec murs de remplissage en maçonnerie	90	2. Irrégularité horizontale (torsion)	Formes irrégulières de bâtiment comme des L, V, E, T, rigidité excentrique en plan (par ex., mur de cisaillement sur un côté seulement du bâtiment).
Béton	OBM MBC BMR OBP MBP	Ossature en béton résistant aux moments Murs de béton travaillant en cisaillement Ossature en béton avec murs de remplissage en maçonnerie Ossature en béton préfabriquée Murs en béton préfabriqués	85	3. Colonnes courtes en béton	Colonnes courtes limitées par des murs d'une hauteur d'étage partielle (structuraux ou de remplissage) ou par des tympans profonds.
Maçonnerie	MAL	Murs porteurs en maçonnerie armée, toits et planchers en platelages de bois ou de métal	90	4. Niveau non rigide	Réduction importante de la rigidité causée par des murs de cisaillement discontinus, des ouvertures, etc.
	MAB	Murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton		5. Collision de bâtiments	Séparation entre bâtiments inférieure à $20 Z_y$ x le nombre d'étages (en mm).
	MNA	Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée		6. Modifications majeures	Tout changement dans la fonction, l'utilisation du bâtiment, ou un ajout qui produit une augmentation importante de charge ou de poids.
				7. Détérioration	Des éléments structuraux sont endommagés, l'état du bâtiment est visiblement médiocre (armature ou acier corrodés, bois pourri, béton ou maçonnerie médiocres).
				8. Aucune	Aucune des irrégularités énumérées ci-dessus n'est présente.
DANGERS RELIÉS AUX ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX (encercler les descripteurs appropriés) voir 4.3.4					
<p>F<sub>1</sub> Risques pour la vie Extérieur : Cheminées en maçonnerie, parapets, placages ou panneaux de pierre/béton préfabriqués, verre autre que verre de sécurité, ou auvents au-dessus de sorties et de trottoirs. Intérieur : Éléments lourds; cloisons en maçonnerie; verre autre que verre de sécurité dans les zones d'issue; rayonnages qui peuvent s'effondrer dans des zones d'occupation humaine.</p> <p>F<sub>2</sub> Risques pour l'exploitation continue de bâtiments spéciaux : Matériel ou canalisations de sécurité requis pour l'exploitation continue d'installations spéciales. Le propriétaire ou l'autorité compétente doit fournir une liste des articles essentiels requis pour une exploitation continue.</p>					

(CNRC, 1992.a, p. 88)

FORMULAIRE DE SÉLECTION SISMIQUE														p. 2 de 2		ARTICLE N° :																			
INDICE DE PRIORITÉ SISMIQUE : Encercler la valeur appropriée et entrer le résultat à droite. Marquer d'un astérisque (*) les valeurs incertaines.																																			
A	Sismicité	CNB de conception	Zone sismique effective ( $Z_V$ ou $Z_V + 1$ si $Z_a > Z_V$ )										A =																						
			2		3		4		5		6																								
		Avant 65		1,0		1,5		2,0		3,0		4,0																							
		de 65 à 84		1,0		1,0		1,3		1,5		2,0																							
Après 85		1,0		1,0		1,0		1,0		1,0																									
B	État du sol	CNB de conception	Catégorie de sol										B =																						
			Roc ou sol dur		Sol dur > 50 m		Sol mou > 15 m		Sol très mou ou liquéfiable		Sol inconnu																								
		Avant 65		1,0		1,3		1,5		2,0		1,5																							
		Après 65		1,0		1,0		1,0		1,5		1,5																							
C	Type de Structure (AR = année de référence, voir p.1)	CNB de conception	Type de construction et sigle (voir p. 1)												C =																				
			Bois		Acier				Béton		Préfabr.		Remplissage de maçonnerie			Maçonnerie																			
		OLB	PPB	OLA	OAM	OCA	AMB	OBM	MBC	OBP	MBP	AMR	BMR	MAL		MAB	MNA																		
		Avant 70		1,2	2,0	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	2,0	2,5	2,0	3,0		2,5	3,5																		
de 70 à AR		1,2	2,0	1,0	1,2	1,5	1,5	1,5	1,8	1,5	2,0	2,0	1,5	3,5																					
Après AR		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-																					
D	Irregularités du bâtiment	CNB de conception	1. Vertical		2. Horiz.		3. Colonnes courtes en béton		4. Niveau non rigide		5. Risques de collision		6. Modification		7. Détérioration		D = produit des nombres encadrés (max de 4,0) =																		
			8. Aucun																																
		Avant 70		1,3		1,5		1,5		2,0		1,3		1,3		1,0																			
		Après 70		1,3		1,5		1,5		1,5		1,3		1,0		1,0																			
E	Importance du bâtiment	CNB de conception	Petit nombre de personnes N < 10		Nombre de personnes normales N = 10 - 300		École, ou grand n° de personnes N = 301 - 3000		Protection civile, ou n° très élevé de personnes N > 3000		Exigences d'exploration spéciales		E =																						
			Avant 70		0,7		1,0		1,5		2,0			3,0																					
		Après 70		0,7		1,0		1,2		1,5		2,0																							
		<p><math>N = \text{Surface occupée} \times \text{Nombre de personnes} \times \text{Coefficient de durée}^* = \dots \times \dots \times \dots =</math></p> <table border="0"> <tr> <td>Utilisation principale</td> <td>Nombre de personnes par mètre carré</td> <td>Nombre moyen d'heures d'occupation par semaine</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Établissements de réunion</td> <td>1</td> <td>5 - 50</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Services commerciaux, personnels</td> <td>0,2</td> <td>50 - 80</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Bureaux, institutions, manufactures</td> <td>0,1</td> <td>50 - 60</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Résidences</td> <td>0,05</td> <td>100</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Entrepôts</td> <td>0,01 - 0,02</td> <td>100</td> <td></td> </tr> </table> <p>* Le coefficient de durée est égal au nombre moyen d'heures d'occupation par semaine, divisé par 100 et ne dépassant pas 1,0.</p>												Utilisation principale	Nombre de personnes par mètre carré	Nombre moyen d'heures d'occupation par semaine		Établissements de réunion	1	5 - 50		Services commerciaux, personnels	0,2	50 - 80		Bureaux, institutions, manufactures	0,1	50 - 60		Résidences	0,05	100		Entrepôts	0,01 - 0,02
Utilisation principale	Nombre de personnes par mètre carré	Nombre moyen d'heures d'occupation par semaine																																	
Établissements de réunion	1	5 - 50																																	
Services commerciaux, personnels	0,2	50 - 80																																	
Bureaux, institutions, manufactures	0,1	50 - 60																																	
Résidences	0,05	100																																	
Entrepôts	0,01 - 0,02	100																																	
<b>IS INDICE STRUCTURAL = A · B · C · D · E =</b>														<b>IS =</b>																					
F	DANGERS RELIÉS AUX ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX		Description (voir p. 1)				Aucun		Oui		Oui *		F = max (F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub> )																						
	F <sub>1</sub>	Risques de chutes d'objets				Avant CNB 70		1,0		3,0		6,0																							
						Après CNB 70		1,0		2,0		3,0																							
	F <sub>2</sub>	Risques pour les opérations essentielles				En tout temps		1,0		3,0		6,0																							
*s'applique seulement si un ou plus des descripteurs suivants sur la page 1 est encadré : OAM, OBM, niveau non rigide, torsion																																			
<b>INS INDICE NON STRUCTURAL = B · E · F =</b>														<b>INS =</b>																					
<b>IPS INDICE DE PRIORITÉ SISMIQUE = IS + INS =</b>														<b>IPS =</b>																					
Commentaires :																																			



## **ANNEXE 5**

### **Historique concernant le bâti du Vieux-Montréal**

**1535** Jacques Cartier découvre Hochelaga, alors un village peuplé d'Iroquoiens.

**1611** Samuel de Champlain, à sa deuxième visite s'installe à la Pointe-à-Cailières pour établir un fort temporaire de traite des fourrures sur l'île de Montréal. Il nomme ce lieu Place Royale, et l'île : Montréal.

**1642** 17 mai : fondation de Ville-Marie par le sieur Paul Chomedey de Maisonneuve. 40 colons. Jusqu'en 1760, Montréal ne connaît pas une forte croissance. Il y a des constructions éparses à l'intérieur de la ville fortifiée et des petits faubourgs à l'extérieur (Québec, Saint-Laurent, ...).

**1643** Début de la construction d'un fort composé de 4 bastions, pour remplacer la simple palissade en pieux. Terminé en 1646.

**1645** Construction du premier hôpital de Ville-Marie : l'Hôtel-Dieu de Jeanne Mance, à l'intérieur de l'enceinte fortifiée. Abandonné de 1651 à 1654 (insécurité).

**1665** Population de Montréal de plus de 625 habitants.

**1672** Tracé des premières rues. Construction de la première église Notre-Dame.

**1697** 1150 habitants à Ville-Marie occupant 152 maisons.

**1705** Claude de Ramezay, alors gouverneur, fait construire sa résidence, connue sous le nom de Château de Ramezay. Ville-Marie devient Montréal.

**1717** Les travaux de remplacement des fortifications de bois par des remparts en pierre débutent. Ils se poursuivront jusqu'en 1744 (Robert, 1994, p. 54).

**1721** L'église Notre-Dame prend feu lorsqu'un coup d'arquebuse est tiré sur son toit au cours d'une procession religieuse. Le feu détruit 130 (Marsan, 1994, p. 90) à 160 maisons (Robert, 1994, p. 58) ainsi que l'Hôtel-Dieu. Selon le texte de l'exposition permanente du château Ramezay et le site du Vieux-Montréal,

c'est 171 bâtiments qui auraient été incendiés. De nouvelles façons de construire seront recommandées.

**1731** 400 maisons sont réparties à Montréal.

**1734** Incendie à Montréal, d'origine criminelle, dans le quartier de l'Hôtel-Dieu : 46 maisons détruites.

**1750** Il y a cette année-là 4000 habitants sur l'île.

**1754** Incendie majeur dans le quartier des Jésuites et de la Chapelle Notre-Dame-de-Bon-Secours.

**1760** Capitulation du Marquis de Vaudreuil, gouverneur de Montréal. La colonie devient britannique et connaîtra une forte croissance jusqu'en 1840 grâce à l'exploitation des ressources naturelles (bois et fourrures).

**1765** Très gros incendie : 102 maisons détruites dans le quartier de la Place du Marché. La reconstruction modifie la ville : 20 %

moins de maisons, mais elles sont plus grandes et en pierre.

**1768** Incendie majeur dans le quartier situé entre l'hôtel de Vaudreuil et les prisons.

**1775-76** Montréal est occupée par l'armée américaine.

**1789** Pétition des citoyens pour demander la démolition des fortifications en raison de l'expansion de la ville.

**1802-1817** Démolition des remparts. 9000 Montréalais en 1800.

**1803** Incendie dans le faubourg St-Laurent et le coteau St-Louis détruisant l'ancien Château de Vaudreuil et des dizaines de maisons.

**1825** Montréal est le berceau de la révolution industrielle au pays.

**1827** Construction de l'actuelle basilique Notre-Dame à la Place d'Armes.

**1831** Montréal devient le port d'entrée des marchandises au Canada. La Commission du Havre s'occupe des améliorations et agrandissements nécessaires.

**1832** La rivière Saint-Pierre devient un égout collecteur.

**1838** Rébellion des Patriotes. La loi martiale est proclamée pour bâillonner les nationalistes.

**1840-1880** Les activités financières et industrielles de Montréal sont parmi les plus importantes au pays : future métropole.

**1844** Montréal devient la capitale du Canada-Uni jusqu'en 1849 lorsque le Parlement de Montréal flambe suite à une émeute.

**1844-1852** Construction du Marché Bonsecours où siège le conseil de ville jusqu'en 1873.

**1850** Dans le Port de Montréal débute une grande activité, grâce au développement de l'industrie

ferroviaire, à la construction du Pont Victoria et au développement des industries sur les rives du canal Lachine.

**1851** La population de Montréal est de 57 715 habitants (Société d'Archéologie et de Numismatique de Montréal).

**1852** Début du mouvement des communautés religieuses. Elles sont déplacées en périphérie de la ville. Un premier incendie dans le cœur de la ville en juin détruit la majorité du quartier commercial situé entre l'église Notre-Dame, la Place Royale et les rues de la Commune et Saint-Sulpice. Un deuxième incendie, en juillet, fait disparaître une portion de l'est de la ville et le faubourg Québec : 10 000 Montréalais se retrouvent sans maison et se réfugient au Champ de Mars.

**1866** La rue Saint-Jacques est de plus en plus associée aux finances, avec l'implantation d'une quinzaine de banques jusqu'au début du 20<sup>e</sup> siècle.

**1876** Le ruisseau Saint-Martin est finalement recouvert (Turgeon, 1996, p. 17).

**1878** Inauguration de l'hôtel de ville, de style Second Empire. Une partie sera reconstruite après l'incendie de 1922.

**1880-1930** Montréal devient la métropole du Canada, ce qui lui vaut un rayonnement très important. Certains auteurs étendent jusqu'à 1950 cette période.

**1886** Le premier train transcontinental quitte la gare Dalhousie vers Vancouver.

**1888** Inauguration du premier gratte-ciel de Montréal : l'édifice de huit étages de la *New York Life Insurance Company*, sur la Place d'Armes.

**1896-1914** Modernisation du Vieux-Port (quais de béton, hangars en acier, bassins, jetées, silos à grains...). Le Port de Montréal est le 2<sup>e</sup> plus gros port en Amérique, mais le premier port céréalier au monde.

**1901** Un incendie majeur détruit 50 bâtiments dans le

secteur du *Board of Trade*.

**1930** Début de la crise financière. Montréal a un million d'habitants.

**1940** Les secteurs du commerce, de l'industrie et des finances quittent lentement le Vieux-Montréal pour l'actuel centre-ville. Début de la transformation d'entrepôts et usines en logements.

**1959** Ralentissement des activités portuaires dû à l'ouverture de la voie maritime qui permet aux bateaux de se rendre au cœur du continent sans s'arrêter à Montréal.

**1962** Première restauration du secteur : la maison Papineau, ancienne résidence du Patriote.

**1964** Le Vieux-Montréal obtient le statut d'arrondissement historique au niveau provincial. Un programme de subventions pour la restauration de bâtiments historiques voit le jour.

**1965** Aménagement des places Jacques-Cartier et Vauquelin en vue de l'Expo 1967 et construction de trois stations de métro dans le Vieux-Montréal.

Montréal alors que la Société du Vieux-Port de Montréal est créée dans le but de promouvoir le développement du territoire du Vieux-Port.

**1981** La Société immobilière du patrimoine architectural de Montréal (SIMPA) est créée pour favoriser la mise en valeur du Vieux-

**1991** Aménagement du Champ de Mars dégageant une section complète des fortifications du 18<sup>e</sup> siècle.

#### Sources de cette annexe

Héritage Montréal. *Guide du patrimoine - Découvrir et protéger - Repères historiques*, [En ligne]. <http://www.heritagemontreal.qc.ca> (Consulté en mars 2004).

Le Vieux-Port de Montréal. *Vieux-Port de Montréal - Histoire et patrimoine*, [En ligne]. <http://www.vieuxportdemontreal.com> (Consulté en mars 2004).

Marsan, J.-C. (1994). *Montréal en évolution*, 3<sup>e</sup> éd. Laval: Éditions Méridien Architecture.

Prosper, H. (1995). Le Vieux-Montréal au fil des ans. *Vieux-Montréal - En vue*. 3: 35-36.

Robert, J.-C. (1994). *Atlas historique de Montréal*. Montréal: Art Global et Libre Expression.

Société d'Archéologie et de Numismatique de Montréal. *Exposition permanente du Château Ramezay*. Panneaux explicatifs de l'exposition, Montréal, avril 2004.

Société de développement de Montréal. *Site Web du Vieux-Montréal*, [En ligne]. <http://www.vieux.montreal.qc.ca/> (Consulté à l'automne 2003).

Turgeon, P. (1996). *Les bâtisseurs du siècle*. Association de la construction du Québec. Région de Montréal. Outremont: Lanctôt.

## **ANNEXE 6**

### **Inventaire des bâtiments du Vieux-Montréal**

Les sources utilisées pour créer cet inventaire sont décrites aux sections 3.2 et 3.3.

**Renseignements concernant l'inventaire :**

- Les numéros des bâtiments ont été donnés d'après l'ordre chronologique de la construction des bâtiments.
- Les bâtiments dont la rangée complète est ombragée signifie que nous avons une série de plans de ce bâtiment en notre possession.
- Dans la colonne « Type (manuel) », le sigle inscrit réfère aux sigles utilisés dans le *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* du CNRC, voir Tableau III page 28. Lorsque le sigle est suivi d'un astérisque, c'est que le type exact de structure a été supposé mais que le matériau employé (bois, acier, béton ou maçonnerie) est connu. Sans astérisque, la catégorie et la sous-catégorie sont connues, tandis qu'un fond grisé et un astérisque signifient une supposition totale (catégorie et sous-catégorie).



N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
1	Vieux Séminaire St-Sulpice 130 Notre-Dame O.  actuel: résidence des Sulpi- ciens à la retraite	1684 (corps central)	3,5	MNA	Mur porteurs en moellons pierre grise charpente de bois Toit: fermes et chevrons volants	Corps de logis principal 132' x 29'. Nombre étage: 3 s-s voûtés, R de C, 2-3 étages, comble. Appui des planchers sur des poutres en portée simple; présence essés. Murs à deux parois reliées par des boutisses et de la pierraille + mortier. Construction originale classique: symétrie parfaite selon un axe vertical.
2	L'hôpital général de Montréal 138-146 St-Pierre  actuel: Sœurs grises depuis 1977 (rénové)	1693 (un mur)	3,5	MNA	murs pierre des champs 30", 30 poutres de chêne blanc de 33' et 13-15" Ø	Pierre de taille pour encadrement d'ouvertures. Mur de refend sur toute la longueur de chaque corps de bâtiment. Édifice typique de l'architecture française traditionnelle fin 17e siècle. 80% lambourdes du plancher = troncs taillés / fendus.
3	Château Ramezay 280-290 Notre-Dame E.  actuel: société d'archéologie et numismatique de Montréal	1705 1756	1,5	MNA	murs pierre calcaire 3,5 à 2,5' épais. 2 murs de refend de 18 à 16" épais.	Reconstruit en 1756 avec les matériaux originaux. Agrandit: 66 x 36' à 92 x 48'. Cloisons intérieures en pierre des champs. Plafond en pin et en cèdre permettant l'installation d'esses. Plancher étage: poutres de cèdre joutées avec dallage en pierre épaisse. Le dallage n'est plus là.
4	Maison Brossard-Gauvin 433-435 St-Louis  actuel: résidentiel	1750	1,5	PPB	pièce sur pièce en 1761 et 1815; visible à l'intérieur solage en pierre	Était "hors les murs" alors pouvait construire en bois. Ultérieur à la construction originale: murs en moellons au s-s. Poteaux et poutres en bois massif au s-s. Restauration charpente en pin de Colombie: assemblages anciens.
5	Maison Du Calvet 401 St-Paul E.  actuel: l'Auberge-restaurant Pierre Du Calvet  ou épicerie au rez-de-chaussée	1770	2,5	MNA	murs ext. maçon. pleine charpente massive; cèdre pour énormes poutres s-s planchers: planches pin sur traverses en "V" et rempli de ciment remarquable poinçon	Construction originale en 1692, 1725 ou 1770 ? Reconstruction en 1770 : cave, R de C, 2 étages et grenier. 39' x 31,5' et 46,75' de haut. Style français difficile à expliquer puisque construit en 1770. Les murs porteurs au s-s comportent des placards intégrés.
6	Chapelle Notre-Dame-de-Bon- Secours, 400 St-Paul E.  actuel: chapelle et musée	1771	3	MNA	maçonnerie pierre de taille	3 <sup>e</sup> chapelle sur le même site et elle-même a été modifiée x fois. Origine: 70 x 46' avec abside polygonale 32 x 30'. 1885: nouvelle façade, devant l'ancienne. Aujourd'hui: 59 x 115'. Faîte à 49 pieds et clocher à 125'. Tirants pour consolider la voûte.
7	Maison Papineau 440 Bonsecours  Propriétaire: Parcs Canada depuis 1982 mais le restaurateur McLean y a habité jusqu'en 2002 (décédé) 2003: Parcs Canada cherche des locataires	1785	3,5	MNA	Maison en pierre avec croisées en bois	Origine: r de c = étage actuel et deux rangées de lucarnes toit pignon. 1831: Ville abaisse rue de 6' dû à la démolition de la vieille citadelle et du dernier segment des fortifications. S-S maison devient R de C, en pierre des champs. Doit refaire l'entrée du nouveau R de C et escalier "monumental" à 1 volée. Parement de fausse pierre en bois ! pour uniformiser. 1961: McLean restaure: poutres réparées. Cour intérieure ceinturée d'un mur de maçonnerie.
8	Maison Simon McTavish 411-425 Saint-Jean-Baptiste  actuel: logements et autres entreprises	1785	2	MNA (struc. int. nouvelle)	Maçonnerie rustique avec mortier abondant	Origine: 80 x 40' et s-s / r de c à cause de la rue. Aussi, étage principal et combles. Importantes transformations au fil des ans; la structure intérieure n'est pas l'originale.

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
1	Vieux Séminaire St-Sulpice 130 Notre-Dame O.  actuel: résidence des Sulpi- ciens à la retraite		religieux	± religieux	Pinard 2-252 (256, 256)  Mémoire de bâtisseurs 2 à 5	François Dollier de Casson François Vachon de Belmont John Ostell
2	L'hôpital général de Montréal 138-146 St-Pierre  actuel: Sœurs grises depuis 1977 (rénové)	N/D	couvent 1551	± religieux LHNC	Pinard 3-265 (271)  LHNC	Maçons: Jean Tessier dit Lavigne et Louis Hurtubise Charpentier: Pierre Lefèvre
3	Château Ramezay 280-290 Notre-Dame E.  actuel: société d'archéologie et numismatique de Montréal	N/D	musée 7112	OUI LHNC	Pinard 1-65 (75)  LHNC	Pierre Couturier
4	Maison Brossard-Gauvin 433-435 St-Louis  actuel: résidentiel	1252	résidentielle 1000 2 logements		Pinard 1-281 (284)  Cité résidentielle 4	inconnu
5	Maison Du Calvet 401 St-Paul E.  actuel: l'Auberge-restaurant Pierre Du Calvet  ou épicerie au rez-de-chaussée	3281	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 1 logement (42.6% non résidentiel)	± resto	Pinard 1-229 (230)  Cité résidentielle 5	Maçons: Jacques Roy et Charles-Esprit Genest
6	Chapelle Notre-Dame-de-Bon- Secours, 400 St-Paul E.  actuel: chapelle et musée	N/D	église 6911	OUI	Pinard 3-38 (41)	inconnu
7	Maison Papineau 440 Bonsecours  Propriétaire: Parcs Canada depuis 1982 mais le restaurateur McLean y a habité jusqu'en 2002 (décédé) 2003: Parcs Canada cherche des locataires	5489	services gouvernementaux 6700 3 logements	OUI LHNC	Pinard 1-123 (123)  LHNC / géré par Parcs Canada	Jean-Baptiste Cérat dit Coquillard
8	Maison Simon McTavish 411-425 Saint-Jean-Baptiste  actuel: logements et autres entreprises	9335	édifice à bureaux 6000		Pinard 1-241 (243, 243)	inconnu

N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
9	Maison William Maitland ou Maison de Beaujeu 320 Notre-Dame E.  1986: société Mongeau, Bacon, Chen et associés inc. (publicité)	1796	3	MNA (nx plan- chers béton)	<b>pierre</b> ; murs de 4 à 3' façade en pierre de taille le reste en moellons	Origine: 54 x 40' avec s-s exhaussé, r de c très au-dessus de la rue, étage et combles. 1903: ajout d'un étage et remplacement du toit à pignon par toit plat. Décrépitude a amené conservation de seulement les murs de pierre et les poutres de chêne de la charpente, qui sont mises en valeur. Nouveaux planchers en béton remplacent les planchers en bois pourri.
10	Maison La Minerve 161-163 St-Paul E. actuel: boutiques et bureaux depuis '86	1800	2,5	MNA	<b>pierre de taille</b> à jointement non apparent murs portants	40 x 36', s-s, r de c, étage et comble. Restauree en 1982 (librairie Flammarion).
11	Maison del Vecchio 404 Place Jacques-Cartier  actuel: commerce R de C, logements étages	1807	2,5	MNA	<b>pierre de taille</b> charpente: pièces princ. de 6" soliveaux 4" aux 18", toiture 4 fermes à chevrons aux 3'	48 x 32' français et 31' haut; murs épais de 4 à 2,5'. Pierre de taille pour les croisées. Étages: s-s (9'), r de c, 2 étages et combles.
12	Maison Antoine Malard ou Silver Dollar Saloon 174-176 Notre-Dame E. proprio: Société immobilière du patrimoine architectural de Mtl (500 Pl. d'Armes, 14e ét.)  actuel: info touristique mtl	1810	2,5	MNA (ajout struct. d'acier cachée)	<b>maç. et bois</b>	Illustre bien le style de petit bâtiment commercial début 19 <sup>e</sup> s. S-s, r de c, étage et combles. Poutres en acier cachées lors de la restauration par des pierres creuses. Origine: voûte au sous-sol remplacées par plancher de bois composé de billots de cèdre/pin rouge équarris sur une face supportant des planches Plancher de l'étage était madriers 30' x 1' x 6". Flèche énorme (1' centre) même pour les poutres métalliques ajoutées en 1932. Nouveau plancher
13	Maison Vandelac 431-433 Place Jacques-Cartier  actuel: Clurican inc. au 425	1810	3,5	MNA	<b>maç.</b> pierre sèche calcaire (sans liant) fondation 3' large en pierre sur assises de troncs d'arbres équarris sur terre <b>charpente de bois</b> (détail charpente toiture bas p. 34)	Origine: pièce-sur-pièce puis ajout d'un étage et de combles, ajout d'un autre étage... 32 x 43' et 36' haut. Plancher du r de c repose sur ormes à 30" nord-sud appuyés sur retrait dans mur de fondation de 8" (ormes équarris 2 faces). Plancher de l'étage construit pour usage entrepôt (barils mélasse et lard) alors madriers de 6" épais, 10-15" large et 32 pieds longs équarris 4 faces et qui sont jointés pas des chevilles en chêne de 8"long, 1,5" Ø aux 6'. La panne faîtière en une pièce en chêne équarri est d'époque.
14	Maison Chartier de Lotbinière 221 rue du St-Sacrement actuel: Société Robert Reford	1811	3	MNA	<b>pierre</b> de taille en façade moellons autres faces	Voûtes dans le s-s, r de c, étage et combles. 41,5' x 34' hauteur 39' Les voûtes en moellons de pierres locales contiennent des briques rouges très étroites (du genre fabriqué Normandie).
15	Maison de La Sauvegarde 160 Notre-Dame E. Société immobilière Ravam de 1975 à 1996 actuel: resto ?	1811	2,5	MNA	<b>maison en pierre</b> <b>charpente en bois</b>  <b>incendie 1985</b>	Perpétue l'architecture française, même si construite sous le régime anglais. 26' x 28' sur des fondations 30" épaisseur. Cave (avec murs de refend), r de c, étage, combles. Planchers en bois franc au rez-de-chaussée sur lambourdes.
16	Maison du Patriote 165-169 St-Paul E.  actuel: Oxfam-Québec depuis 1972	1815	2,5	MNA	<b>pierres calcaire brutes</b> <b>Charpente de bois et</b> <b>murs portants</b>	Construction en 1781, 1800 ou 1814 ?? 40 à 45' x 35' et 37' hauteur S-s (8'), R de c, étage, combles.
17	Maison de la Congrégation ou Maison Platt 12 St-Paul O., 3 de la Commune O. et 222 St-Laurent actuel: restaurant Giorgio	1822	4	MNA	<b>pierre et charpente</b>  Fermes anglaises (décrites p. 212)	Mur aveugle le long du boul. St-Laurent pcq avant c'était un mur mitoyen avant l'ouverture du boulevard jusqu'au fleuve.

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
9	Maison William Maitland ou Maison de Beaujeu 320 Notre-Dame E.  1986: société Mongeau, Bacon, Chen et associés inc. (publicité)	6471	commercial 5010		Pinard 2-111 (115)	François Daveluy (maçon)
10	Maison La Minerve 161-163 St-Paul E. actuel: boutiques et bureaux depuis '86	3038	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 3 logements (75.22% non résidentiel)		Pinard 2-314 (318)	inconnu
11	Maison del Vecchio 404 Place Jacques-Cartier  actuel: commerce R de C, logements étages	3660	commercial 5010		Pinard 4-137 (140)	Maçons: Jean-Baptiste Tribotte et Jean-Baptiste Allard Charpentier: Amable Perrault
12	Maison Antoine Malard ou Silver Dollar Saloon 174-176 Notre-Dame E. proprio: Société immobilière du patrimoine architectural de Mtl (500 Pl. d'Armes, 14e ét  actuel: info touristique mtl	1816	commercial 5010	OUI	Pinard 1-102 (102)	inconnu
13	Maison Vandelac 431-433 Place Jacques-Cartier     actuel: Clurican inc. au 425	4083	commercial 5010		Pinard 6-26 (26)	inconnu
14	Maison Chartier de Lotbinière 221 rue du St-Sacrement actuel: Société Robert Reford	14826	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 1 logement (86.67% non résidentiel)		Pinard 3-246 (247)	Maçon: Louis Beauchamp
15	Maison de La Sauvegarde 160 Notre-Dame E. Société immobilière Ravam de 1975 à 1996 actuel: resto ?	2637	commercial 5010		Pinard 1-90 (91)	inconnu
16	Maison du Patriote 165-169 St-Paul E.  actuel: Oxfam-Québec depuis 1972	3070	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 1 logement (88.77% non résidentiel)	OUI	Pinard 2-314 (318)	Maçons: André Auclair et Jean-Baptiste Larche
17	Maison de la Congrégation ou Maison Platt 12 St-Paul O., 3 de la Commune O. et 222 St-Laurent actuel: restaurant Giorgio	23591	commercial 5010	± resto	Pinard 3-203 (205, 207, 210)  Cité marchande 4-5	inconnu

N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
18	Basilique Notre-Dame 100 Notre-Dame O. actuel: basilique	1824	4	MNA	<b>pierre de taille calcaire</b> bouchardée sur <b>charpente de bois</b> fondations en pierre brute	132 x 260' Voûtes d'arêtes polylobés... murs épais 5'
19	Entrepôts Bouthillier Écuries d'Youville (mais n'a jamais été écuries) 296-306 place d'Youville actuel: bureaux	1826	2,5	MNA	<b>pierre de taille en façade</b> moellons autres faces Restauration 1967 : structure en bon état: poutres équarries exposées ( <b>bois</b> )	Exemple d'architecture commerciale d'inspiration française début 18 <sup>e</sup> s. Forme en "U" bizarre pcq à l'époque c'était réservé aux édifices religieux ou publics 122' en façade (35' aile est, 36' aile ouest) hauteur 31-32' Aile ouest 177' et 100' aile est. S-s voûté, r de c, étage, vaste comble.
20	Hôtel Rasco 281-295 St-Paul E.   actuel: gouv. Canada Communications en 1988	1834	5	MNA	murs 3' restauré en 1981 <b>pierre de taille sur</b> <b>charpente de bois</b>	93' x 40' et 67' hauteur. s-s, r de c, 4 étages. Avant: arcades au r de c remplacée en 1890 par des poteaux en fonte. Origine: réception, bar et 2 magasins au r de c, salle à manger et 2 salons à l'étage et chambres aux 2 <sup>e</sup> , 3 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup> étages. Bâtiment très bien construit; hôtel de luxe à l'époque. Début dégradation en 1844. Rénovations en 1869 et 1892. Inoccupé 1960 à 1981. <b>Incendié en 1977</b> alors que la ville avait refait la toiture (1975)... <b>Restaurée 1981.</b> 2 plans 1975: restauration toiture et ajout de béton en haut des murs de maçonnerie
21	Maison Hertel 149-151 St-Paul O. actuel: Entreprise Pemik en 1987	1835	3	MNA	<b>pierre de taille en façade</b> <b>brique rouge</b> murs latéraux <b>murs porteurs en bois (int.)</b>	
22	Ancienne Douane 150 St-Paul O.  actuel: Musée Pointe-à-Cailière et Agriculture Canada	1836	2 (ajout struct. béton)	MNA	<b>pierre de taille</b> <b>charpente bois</b>  <b>charpente béton (1871)</b>	Architecture classique (John Ostell). Origine: 64,5 x 49' profond et rallonge de 26' de profondeur en 1881. S-s, r de c (pierre à jointoiement accentué) et étage séparé par un bandeau de pierre. Combles sous toit en pavillon. <b>Origine: charpente de poutres reposait sur murs portants.</b> 1871: réaménagement pour ministère du Revenu après déménagement de la douane. Construction d'une <b>charpente de béton</b>
23	Maison Sir-Georges-Étienne -Cartier. 456-458 Notre-Dame E. NOTE: PLANS DISPOS PARCS CANADA actuel: centre interprétation musée Parcs Canada	1837	3	MNA	<b>2 maisons de pierre</b> séparées par une porte cochère	R de c et 1½ étage. Maison est : origine: façade 38' par 40' profond. Amputée de 10' de façade en 1893 pour la construction du tunnel Berri. Toit transformé après 1893; de pignon à mansardé. Gouvernement fédéral propriétaire depuis 1973.
24	Entrepôt Gillespie 211 de la Commune O.	1842	4,5	MNA	<b>maçon. porteuse 32"</b> <b>charpente int. bois</b> <b>fermes à la française</b>	SCHÉMA STRUCTURE dans la source Renversement orientation structure; solives portent sur coupe-feu au lieu de façades. Les murs coupe-feu sont en brique 24".
25	Marché Bonsecours 300-390 St-Paul E. NOTE: PLANS DISPOS VILLE MONTRÉAL actuel: appartient Ville Mt	1844	2	MNA	<b>Murs porteurs en maç.</b> supportent la <b>charpente</b> <b>de bois</b> Pierre de taille partout sauf pour le s-s: pierre brute	Restauré en 1964. En façade (St-Paul): r de c et un étage et sur le bord du fleuve: s-s, r de c et 1 étage. Toujours vocation municipale; hôtel de ville entre 1852 et 1873. Dimensions: 535' long par 84' large centre et 74' large ailes dôme à 130' et le reste à 45' (St-Paul) et 65' (de la Commune)
26	Banque de Montréal 119 St-Jacques  actuel: Banque de Montréal	1845	1 (ajout struct. acier dôme)	MNA	<b>pierre, 2 étages</b> <b>charpente en pin et</b> chêne blanc pour banque, vestibule et passage (dôme renforcé acier)	Bâti sur un terrain qui servait de cimetière. Original: dôme en bois (1845) enlevé en 1869 pcq pourriture. Dimensions: 92' façade et 65' profond. 1901-1905: travaux d'agrandissement vers le nord; et reconstruction du dôme avec des poutres en acier consolidant la maçonnerie originale.

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
18	Basilique Notre-Dame 100 Notre-Dame O. actuel: basilique	N/D	église 6911	OUI LHNC	Pinard 2-142, 2-149 (147) LHNC	James O'Donnell
19	Entrepôts Bouthillier Écuries d'Youville (mais n'a jamais été écuries) 296-306 place d'Youville actuel: bureaux	N/D	N/D		Pinard 3-255 (256, 258)	Maçon: John Redpath
20	Hôtel Rasco 281-295 St-Paul E.   actuel: gouv. Canada Communications en 1988	N/D	édifice à bureaux 6000	(plan)  OUI	Pinard 2-158 (160)  Ville Mtl # 0232	Maçons: Vital Gibants et Thomas McGrath
21	Maison Hertel 149-151 St-Paul O. actuel: Entreprise Pemik en 1987	4737	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 2 logements (25.91% non résidentiel)		Pinard 1-19 (19)	inconnu
22	Ancienne Douane 150 St-Paul O.  actuel: Musée Pointe-à-Cailière et Agriculture Canada	N/D	musée 7112	OUI LHNC	Pinard 2-223 (226) LHNC Cité administrative 4-5	John Ostell
23	Maison Sir-Georges-Étienne -Cartier. 456-458 Notre-Dame E. NOTE: PLANS DISPOS PARCS CANADA actuel: centre interprétation musée Parcs Canada	7995	musée 7112	OUI LHNC	Pinard 1-15 (15) LHNC / gère par Parcs Canada	inconnu
24	Entrepôt Gillespie 211 de la Commune O.	N/D	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 1 logement (22% non rés.)		Mémoire de bâtisseurs 22 à 25 (23)	
25	Marché Bonsecours 300-390 St-Paul E. NOTE: PLANS DISPOS VILLE MONTRÉAL actuel: appartient Ville Mtl	N/D	N/D	(plan)  OUI LHNC	Pinard 2-61 (65) LHNC Cité administrative 6 Ville Mtl # 0005	William Footner
26	Banque de Montréal 119 St-Jacques  actuel: Banque de Montréal	N/D	N/D	LHNC	Pinard 1-151 (161) LHNC Cité financière 8-9	John Wells

N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
27	Maison Benoît 320-326 St-Paul O. actuel: proprio M. Delbuguet (74) restaurant Chez La mère Michelle	1849	3,5	MNA	charpente visible côté ouest fondations 3', mur s-s 2½' sous lambourdes du r de c murs au-dessus sol 2'	S-s, r de c, deux étages et combles en partie aménagés. Environ 60' x 60' et hauteur 39' Commerce au R de C et logement au-dessus
28	Vieux palais de justice de Mtl 155 Notre-Dame E. proprio: service du développement économique (303 N-Dame E, 6e étage) actuel: Ville Mtl depuis 1974	1851	5	MNA	pierre de taille murs de 39" au 2 <sup>e</sup> étage et 16" pour les murs intérieurs au 2 <sup>e</sup> étages (14" au 3 <sup>e</sup> )	295' x 106' 1890: étage supplémentaire en pierre et coupole en bois alors nouvelles fondations et remplacement du bois par de la brique, du ciment et du fer. L'escalier en fonte central date de 1893. En 1894, seules les façades sont originales. Indications des solives et des poutrelles sur les 7 plans de 1973: Coupe long. : solives en bois, murs maçon. et poutrelles en acier. Coupe transv.: contrevent. en X
29	Hôtel Riendeau 452-454 Place Jacques-Cartier actuel: ministères du Québec: Affaires culturelles	1852	5	MNA (+ acier)	fondations en béton bois à l'origine actuel = complet structure d'acier	Restauré en 1984. Mesure 53' façade et 99' profond et 57' hauteur. S-s, r de c, 4 étages. Renforcé d'une structure d'acier au s-s et r de c en 1951.
30	Édifice Edmonstone, Allan & Co. 333 de la Commune O. actuel: Société immobilière du Canada et Société du Vieux-Port	1858	2	MNA	Murs porteurs en maçon. et charpente de bois pierre de taille lisse en façade et brute mur sud	Façade 56' par 40' profondeur (3 premières travées de fenêtres) La rallonge de 1904 est visible sur la photo; 3 prochaines fenêtres. Poutres, solives, colonnes restauré en 1983
31	"Cathedral Block" 7 à 39 Notre-Dame O.  actuel: bureaux aux étages	1859	5	PPB*	Structures à poteaux et poutres ?	Construit sur le terrain de l'ancienne cathédrale Christ Church (incendiée). Marque la fin de l'époque où les boutiquiers habitaient au-dessus de leur commerces. C'était le début des magasins-entrepôts.
33	Édifice Jones Heward 249-251 St-Jacques  actuel: Vins Philippe Dandurand inc.	1864	4	AMR*	charpente acier et bois maç. ext. calcaire	30' façade et 107' profond et 53' hauteur. S-s, r de c et 3 étages.
34	Banque Molson 278-288 St-Jacques actuel: affaires internationales de la Banque de Montréal	1864	3	MNA*		S-s voûté, r de c, 2 étages, combles sous toit mansardé. Original: 70' rue St-Jacques et 72' rue St-Pierre. Façades en pierre de taille et autres faces en moellons ou briques.
35	"Caverhill Block" 455 St-Pierre  actuel: ?	1865	5	PPB (+ acier)	charpente en bois très là renforcée par des poutres en acier	Le puits de lumière à l'origine au centre du bâtiment est le lieu du monte-charge. Deux murs de refend longitudinaux en briques de 30 à 12". R de c et 4 étages. Environ 98' façade et 130' profond et 70' hauteur.
36	Recollet House A et B 367 des Récollets et 390 N.-Dame O.  actuel: Régie du cinéma du Qc (locataire)	1867	4/5	MNA*	A: restaurée en 1983 Nouvel atrium accessible	A: s-s, r de c et 4 étages et 55' largeur x 80' profondeur et 78' hauteur. B: s-s, r de c et 3 étages et 55' largeur x 96' profondeur et 67' hauteur. R de C des deux bâtiments exhaussés et s-s 12' (B) et 13' (A). Le 4 <sup>e</sup> étage du bâtiment A date de 1910.
37	Édifice Henry Beaudry 46-56 Notre-Dame O.  actuel: ??	1869	4	MNA	murs portants avec poutres en fonte revêtement ext. = pierre grise et r de c : fonte	Construit en deux parties : 6 travées à l'est et 4 travées à l'ouest, séparées par un mur mitoyen. S-s, r de c et 3 étages. 82' façade et 94-96' profondeur e 62' hauteur. Rénové en 1955.

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
27	Maison Benoît 320-326 St-Paul O. actuel: proprio M. Delbuguet (74) restaurant Chez La mère Michelle	11043	commercial 5010		Pinard 3-463 (464)	Maçon: Vital Gibeau
28	Vieux palais de justice de Mtl 155 Notre-Dame E. proprio: service du développement économique (303 N-Dame E, 6e étage) actuel: Ville Mtl depuis 1974	N/D	édifice à bureaux 6000	(plan)  OUI	Pinard 1-187 (188)  Ville Mtl # 0012  Cité administrative 3, 6	John Ostell et H.-Maurice Perrault
29	Hôtel Riendeau 452-454 Place Jacques-Cartier actuel: ministères du Québec: Affaires culturelles	48505	édifice à bureaux classe C 6040	OUI	Pinard 4-386 (391)	inconnu
30	Édifice Edmonstone, Allan & Co. 333 de la Commune O. actuel: Société immobilière du Canada et Société du Vieux-Port	N/D	N/D	OUI	Pinard 2-91 (92)	J.W. Hopkins (Edward et William Maxwell)
31	"Cathedral Block" 7 à 39 Notre-Dame O.  actuel: bureaux aux étages	7-9: 8647 11-21: 49055 29-35: 11860 37-39: 5313	semi-commercial (1080), 1 log. maison appartement de 1 étage ou plus (1061) 29 log. semi-comm. (1080), 4 log. Comm. (5010)		Pinard 5-114 (115)	
33	Édifice Jones Heward 249-251 St-Jacques  actuel: Vins Philippe Dandurand inc.	N/D	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-55 (62)	inconnu
34	Banque Molson 278-288 St-Jacques actuel: affaires internationales de la Banque de Montréal	22463	édifice à bureaux 6000		Pinard 2-308 (310)	George Browne
35	"Caverhill Block" 455 St-Pierre  actuel: ?	2252	résidentielle 1000 1 logement		Pinard 5-106 (109)	
36	Recollet House A et B 367 des Récollets et 390 N.-Dame O.  actuel: Régie du cinéma du Qc (locataire)	N/D	édifice à bureaux 6000	OUI ??	Pinard 6-276 (280, 281)	Cyrus P. Thomas
37	Édifice Henry Beaudry 46-56 Notre-Dame O.  actuel: ??	46-50: 18640  54-56: 12984	imm. app. (≥ 12 log. avec place d'affaire) 1070 12 logements (rés. 66.5%) commercial (5010)		Pinard 4-343 (345)	Henri-Maurice Perrault



N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
38	Édifice de la Banque d'Épargne 262-266 St-Jacques actuel: hôtel	1870	5	AMR*	structure en acier et dalles de béton	S-s, r de c surélevé, 4 étages et toit mansardé. Environ 64' x 167', hauteur de 78'. Construit en 3 étapes: 1870, 1889 et 1923.
39	Édifice Merchant's Bank 355 St-Jacques  actuel: intégré Centre de commerce mondial (réno étages sup. 2001)	1870	8	MNA*	revêtement de calcaire	S-s, r de c exhaussé et 7 étages. 58' large x 115' profond et 124' haut. Construit en 3 temps: 1870: r de c et 3 étages (3e mansardé). 1899: ajout de 3 étages supp. et le 3 <sup>e</sup> étage est refait donc 4 nouveaux étages. 1929: 7 <sup>e</sup> étage a été ajouté en brique et c'est très laid.
40	Magasins-entrepôts des religieuses hospitalières bloc 2 (Hudon-Hébert / Chaput) bloc 4 (nord rue des Brésos et est de St-Dizier  actuel: sur les 33 magasins: bureaux, magasins et condominiums	1871	5	PPB et MNA	Bloc 2: poteaux et murs de refend aux 2 travées (23') et murs portants aux extrémités, Renforcés à la restauration par poteaux d'acier. Poutres en Y pour passer des 2 travées internes à 3 travées externes	Ces magasins-entrepôts étaient loués à fort prix à des commerçants. Bloc 2: s-s, r d c, 4 étages et des combles et 299' x 99'. Bloc 4: partie sud-est: polygone de 150' St-Dizier, 55' Le Royer et 115' est et 80' nord. Partie sud a une cave, s-s, r de c, 2 étages et des combles. Partie sur rue de Brésos: 219' par 30 à 68'. cave, s-s, r de c, 4 étages et combles. Cette partie a été la dernière rénovée. TRÈS IMPORTANTE RESTAURATION POUR LE VX-MTL.
41	Banque du Peuple 53-57 St-Jacques  actuel: éditeurs, avocats, conseillers.	1871	7	AMR*	restauré en 1986 charpente en acier colonnes couvertes de plâtre revêtement calcaire ext.	Construit en 2 phases: s-s, r de c et 3 étages en 1871-72 et 1892-94: 3 étages supp. 70' façade x 93' profond Galeries: dalles en verre dépoli supportées par des poutrelles d'acier. Nouvelle structure en acier et nouveaux planchers de béton
42	Caserne de pompier No. 2 ou Édifice St-Gabriel 444-448 St-Gabriel actuel: ville Mtl loue à école privée de céramique	1871	3	PPB et MNA		Colonnes d'acier au sous-sol Colonnes de bois au r de c et aux étages Un plan de relevé
43	Hôtel de Ville de Montréal 275 Notre-Dame E. NOTE: PLANS DISPOS VILLE MONTRÉAL actuel: hôtel de ville	1872 1926	5	AMR*	acier	1922: un incendie a ravagé tout l'intérieur; la charpente était en bois... Nouvelle structure en acier sur 70 piliers de béton alors les murs extérieurs en maç. demeurent des parements et ne sont pas porteurs (ils datent de 1872). S-s, r de c, 4 étages.
44	Édifice des Commissaires 357 de la Commune O. actuel: Propriétés Terra Incognita Inc.	1874	4	MNA*	non restauré en 1995 (proprio non collaborateur)	104' x 85' S-s, r de c exhaussé, 3 étages plus 4 <sup>e</sup> étage dans la tour.
45	Édifice Duncan McIntyre 751 Square Victoria  actuel: Centre de commerce mondial	1875	7	PPB*		Formait un seul bâtiment avec l'édifice Greenshields construit en 1903, rajeuni en 1979 et rénové et étage ajouté 1991. Originellement ce bâtiment était deux fois plus large (vers Greenshields). S-s 12', r de c 25', 6 étages. 42' large, 98' profond, 118' hauteur.
46	Gare Dalhousie 514-522 Notre-Dame E.  actuel: École nationale de Cirque	1883	3	MNA	Restauration a vu le remplacement complet de l'étage en brique dû à la pourriture poutres  structure en bois et murs porteurs maç.	Mesure 180' x 60' x 73' hauteur. R de C et étage du côté Berri et étage seulement sur Notre-Dame. R de C en maçonnerie avec des arcades en plein cintre. Étage en brique reposait sur une structure de hautes colonnes avec contre-fiches au R de C, chanfreinées et peintes. En restait 2 exemples au début de la restauration. Étage était isolé du R de C par espace rempli de sciure de bois. Charpente, escaliers et planchers étaient en bois.

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
38	Édifice de la Banque d'Épargne 262-266 St-Jacques actuel: hôtel	49748	hôtel (1-100 chambres) 5835		Pinard 3-378 (382)	Michel Laurent
39	Édifice Merchant's Bank 355 St-Jacques  actuel: intégré Centre de commerce mondial (réno étages sup. 2001)	48480	hôtel (1-100 chambres) 5835		Pinard 6-121 (121)	Hopkins & Wily
40	Magasins-entrepôts des religieuses hospitalières bloc 2 (Hudon-Hébert / Chaput) bloc 4 (nord rue des Brésiles et est de St-Dizier  actuel: sur les 33 magasins: bureaux, magasins et condominiums	N/D	services		Pinard 4-263 (268, 270, 271)  Cité marchande 8-9  Cité religieuse 5	Victor Bourgeau, Michel Laurent, Albert Mesnard et Henri-Paul Perrault
41	Banque du Peuple 53-57 St-Jacques  actuel: éditeurs, avocats, conseillers.	45390	édifice à bureaux 6000		Pinard 5-162 (164)  Cité financière 4-5	
42	Caserne de pompier No. 2 ou Édifice St-Gabriel 444-448 St-Gabriel actuel: ville Mtl loue à école privée de céramique	N/D	école secondaire 6813	(plan)  ± (loué)	Ville Mtl # 0011  Cité administrative 7 (esquisse)	
43	Hôtel de Ville de Montréal 275 Notre-Dame E. NOTE: PLANS DISPOS VILLE MONTRÉAL actuel: hôtel de ville	167638	hôtel de ville 6705	(plan)  OUI  LHNC	Pinard 2-36 (40)  Ville Mtl # 0001 LHNC Cité administrative 8-9	Henri-Maurice Perrault et Alexander Cooper Hutchinson (Louis Parant)
44	Édifice des Commissaires 357 de la Commune O. actuel: Propriétés Terra Incognita Inc.	15469	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 - 1 logement (56% non résidentiel)		Pinard 6-249 (249)	Alexander Cooper Hutchinson et William Hopkins
45	Édifice Duncan McIntyre 751 Square Victoria  actuel: Centre de commerce mondial	255030	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-132 (135)	inconnu
46	Gare Dalhousie 514-522 Notre-Dame E.   actuel: École nationale de Cirque	N/D	cégep 6823	   OUI ??	Pinard 1-291 (295)	Thomas C. Sorby

N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
47	Édifice New York Life 511 Place d'Armes  actuel: avocats	1887	8	MNA	murs porteurs maç. de 32 à 40" épais. 8 étages+ tour 2 ét.+2 s-s (structure mixte maç. et acier) Seul gratte-ciel néo-roman.	Structure la plus haute de Montréal à sa construction: 152' avec tour grâce à l'invention d'un ascenseur sûr. Malgré popularité grandissante des structures d'acier, la <b>maçonnerie est portante et l'acier se limite aux planchers</b> et au toit. Les étages sont isolés les uns des autres pour éviter propagation du feu. Lancé nouvelle façon de faire: construit plus grand que pour ses besoins et loue l'espace supplémentaire. Ici, la New York Life n'occupait qu'un étage.
48	Édifice Nordheimer 363 St-Jacques actuel: hôtel du Centre de commerce mondial, Inter-Continental	1888	5	AMR*	s-s : voûtes servent aujourd'hui pour restaurants. Restauration récente.	S-s, r de c, 4 étages. Mesure environ 70' x 120' et 71' hauteur. Les très grandes vitrines sont une innovation pour édifices commerciaux. Édifice lourdement endommagé par <b>incendie</b> en 1983. Puits de lumière qui éclaire le cœur de l'édifice à chaque niveau.
49	Édifice Sun Life (Partie ouest) 266 Notre-Dame O.  actuel: architectes Papineau et O'Keefe	1890	5	AMR*	Structure métallique  Restauré en 1980 par les propriétaires	Premier bâtiment à structure métallique et à l'épreuve du feu. Pourvu d'un ascenseur électrique et de 18 chambres fortes (brique / fer). Lié à l'édifice est, construit en 1885. Gravement endommagé par un <b>incendie</b> en 1978.
50	Édifice Canada Life 275 St-Jacques  actuel: 2002 rénovation	1894	8	AMR*	structure d'acier protégée par terre cuite restauration du 6e étage par locataires: Charpentier, Garneau Communications	Polygone: 58' , 109', 45' et 108'. toit à hauteur de 121'. S-s très profond (15'), entresol, r de c, mezzanine et 7 étages. <b>PREMIER GRATTE-CIEL à struc. métal. sans maç. portante.</b> Cage d'ascenseur en fer forgé: une des dernières (ou la dernière) à Mtl. Et les deux ascenseurs fonctionnent encore manuellement (1989). Les ascenseurs et escaliers occupent 32% du volume de l'immeuble. Cet édifice ressemble aux édifices new-yorkais des années 1880-90
51	Édifice Montreal Street Railway 750 Côte de la Place-d'Armes actuel: Banque de Mtl (bureaux) resto r de c	1893- 1895	8	AMR*	S'est écroulé pendant érection	Original: s-s, r de c, 5 étages. 2 étages supp. en 1922. Mesure 68' façade et 88' profond.
52	Gare-hôtel Viger 700 St-Antoine E. actuel: services municipaux depuis 1950 NOTE: PLANS DISPOS VILLE MONTRÉAL	1896	6	AMR*		302' sur St-Antoine, env. 90' largeur et point le plus haut à 136'. Ajout en 1911 de l'aile Berri: 83' x 56'.
53	Édifice London & Lancashire 244 St-Jacques actuel: bureaux	1898	7	MNA*		40' large x 82' profond s-s, r de c et 6 étages (dernier = 62% superficie).
54	Édifice La Presse 7-21 St-Jacques actuel: La Presse	1899	4	OCA*	structure en acier restauré en 1983	117' x 40' : 6 niveaux (dont 4 au-dessus de St-Jacques). Vibrations causées par presses à imprimer ont compliqué la construction. Relié au nouvel édifice adjacent par passerelle (ruelle des fortifications).
55	Édifice Montreal Star 241-245 St-Jacques  actuel: Société de développement de Mtl	1899	5	AMR*	Fondations en maç. de béton et brique. Char- pente en poutres et piliers en acier. Dalles de béton.	S-s (22'), r de c et 4 étages (5e étage à l'arrière: 60% surface). 59' façade, 106' profond et hauteur 77' avant et 94' arrière (5e étage). Les 4 murs ext. sont en brique, celui de la façade est couvert de calcaire. Situé du côté nord de la rivière St-Martin (transformée en égout collecteur en 1837).
56	Édifice Grand Tronc 360 McGill  actuel: Ministère québécois de l'immigration et des communautés culturelles	1899	5	AMR*	restauré en 1988 structure d'acier  Robert Roy ing. struct. pour restauration	s-s (13'), r de c, 4 étages (Hauteur va en diminuant: 16' à 13') en forme de "U" dont la cour int. est occupée par bât. 1 étage (méc.). 199' McGill, 134' St-Paul, 222' Longueuil et 133' William. Hauteur 92' et 105' tour centrale et 118' tours de coin. Murs de pierre atteignent épaisseur de 4' accrochés à structure d'acier. Déplacement des ascenseurs de l'ouest au sud (restauration).

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
47	Édifice New York Life 511 Place d'Armes  actuel: avocats	62392	édifice à bureaux 6000		Pinard 1-286 (287)  Gratte-ciel 37,55,58,67,68,84, 86,142, photos: 38,82,84,85,120	Babb, Cook & Willard
48	Édifice Nordheimer 363 St-Jacques actuel: hôtel du Centre de commerce mondial, Inter-Continental	N/D	N/D		Pinard 6-121 (127)	John James Browne
49	Édifice Sun Life (Partie ouest) 266 Notre-Dame O.  actuel: architectes Papineau et O'Keefe	3921	services juridiques 6520		Pinard 1-38 (40)	J.W. et E.C. Hopkins Robert Findlay
50	Édifice Canada Life 275 St-Jacques  actuel: 2002 rénovation	45948	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 (100% non résidentiel)		Pinard 3-430 (431)  Gratte-ciel 58,71,84,86, photo 66	Richard A. Waite
51	Édifice Montreal Street Railway 750 Côte de la Place-d'Armes actuel: Banque de Mtl (bureaux) resto r de c	40873	édifice à bureaux 6000		Pinard 3-397 (398)	Ross & MacDonald
52	Gare-hôtel Viger 700 St-Antoine E. actuel: services municipaux depuis 1950 NOTE: PLANS DISPOS VILLE MONTRÉAL	N/D	Autres trans. comm. et services publics (4900)	(plan)  OUI	Pinard 2-73 (77)  Ville Mtl # 0003	Bruce Price
53	Édifice London & Lancashire 244 St-Jacques actuel: bureaux	21979	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-55 (55)	Edward Maxwell
54	Édifice La Presse 7-21 St-Jacques actuel: La Presse	40212	commercial 5010		Pinard 2-165 (171)	Hutchison & Wood
55	Édifice Montreal Star 241-245 St-Jacques  actuel: Société de développement de Mtl	34878	édifice à bureaux 6000		Pinard 4-395 (398)  voir Mémoire de bâtisseurs p. 68 la structure est la même	Alexander F. Dunlop
56	Édifice Grand Tronc 360 McGill  actuel: Ministère québécois de l'immigration et des communautés culturelles	104905	édifice à bureaux 6000	OUI	Pinard 3-166 (169, 170)	Richard A. Waite

N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
57	Telegraph Chambers C.P.R. 204 de l'Hôpital actuel: recyclé en condos depuis 1980	1900	8	AMR*	structure métallique, ascenseurs électriques	
58	Édifice Greenshields 759 Square Victoria actuel: Centre de commerce mondial avant: Groupe Canada Steamship Lines	1903	7	PPB*		Formait un seul bâtiment avec l'édifice Duncan McIntyre (#42). Rajeuni en 1979 et rénové et étage ajouté 1991. Charpente en bois partie S-E démolie en 1991. Construit en 2 temps: 1903 et 1906.
59	Édifice Montreal Board of Trade 300 St-Sacrement  actuel: Trade Square Properties depuis 1983 loue des bureaux	1901	6	AMR*	Poutres en acier boulonnées (capacité 75 tonnes chacune)	Premier édifice sur le même terrain en 1889-1893 a été incendié en 1901. 2 <sup>e</sup> édifice construit de 1901 à 1903, sur les mêmes fondations. 234' x 123'; hauteur 79'. La cour intérieure: 104 x 54'. L'intérieur n'a plus tellement de valeur depuis son recyclage.
60	Édifice Guardian 240 St-Jacques actuel: rénové 1983	1902 -1911	9	AMR*	poutres et piliers d'acier et dalles de béton	s-s, r de c et 8 étages; le dernier a une corniche proéminente. 68' x 80' x 115' haut (et 134' édicule de 1948). Architectes de Chicago qui ont conçu les plans et dirigé le chantier.
61	Ancienne bourse de Montréal 453-457 St-François-Xavier actuel: théâtre Centaur	1903	1	AMB*		113' large x 72' profond x 35' haut. Partie centrale: 1 étage très haut et deux parties latérales de 2 étages.
62	Quartier général du service d'incendie - Caserne No. 1 335 St-Pierre actuel: Centre d'histoire de Mtl	1903	2,5	AMR*	acier	Charpente par Précourt et Cie. 4 plans de restauration de 1982 (phase II). Structure en acier visible sur les coupes, qui s'appuie sur les murs de maçonnerie ou sur des poteaux à l'intérieur des murs de maçonnerie ?
63	Annexe du Vieux Palais 85 Notre-Dame E.  actuel: services municipaux	1905	4	AMR*	acier	Structure en acier. Mezzanine: colonnes à restaurer. Linteaux pour soutenir la maçonnerie à chaque étage. Coupes disponibles.
64	Édifice Sovereign Bank 388 St-Jacques	1905	10	AMR*	structure métallique	Structure d'acier dissimulée derrière une façade Beaux-Arts.
65	Édifice Canadian Imperial Bank of Commerce 265 St-Jacques  actuel: CIBC	1907	5	AMB*	structure en B/A et en acier sur fondations en B/A 31' profond Planchers: poutres en I et dalles en B/A	2 s-s (2 <sup>e</sup> seulement à l'arrière pour méc.), r de c et 5 étages. 117' façade x 105' profond et 99' avant et 89' arrière. Salle du r de c, sans pilier: 112' long x 65' profond x 68' haut. La voûte de cette salle est soutenue par des fermes triangulaires en acier s'appuyant sur les murs longitudinaux. Cloisons intérieures en béton ou plâtre sur bois. Escaliers en acier, marches en marbre
66	Canadian Express 355 McGill actuel: Hôtel Saint-Paul	1908	10	AMR*	acier ?	Seul bâtiment où les ascenseurs fonctionnaient par la force hydraulique et non électrique.
67	Eastern Township Bank 437 St-Jacques actuel: Centre de commerce mondial	1909	10	AMR*	acier ??	
68	Édifice Beardmore 417 St-Pierre actuel: restauration	1911	8	AMR*	acier ?	

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
57	Telegraph Chambers C.P.R. 204 de l'Hôpital actuel: recyclé en condos depuis 1980	9498	Autres serv. imm., financiers & assurances (6190) 1 logement		Gratte-ciel 55,59,84,86 (56)	Hutchinson & Wood
58	Édifice Greenshields 759 Square Victoria actuel: Centre de commerce mondial avant: Groupe Canada Steamship Lines	255030	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-132 (132)	Hutchinson & Wood
59	Édifice Montreal Board of Trade 300 St-Sacrement  actuel: Trade Square Properties depuis 1983 loue des bureaux	128106	édifice à bureaux 6000		Pinard 3-120 (123)	Shepley, Rutan & Coolidge; David Robertson Brown
60	Édifice Guardian 240 St-Jacques actuel: rénové 1983	46288	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-55 (61) Gratte-ciel 55,88,89,91, photo 91 voir Mémoire de bâtisseurs 68	Finley & Spence
61	Ancienne bourse de Montréal 453-457 St-François-Xavier actuel: théâtre Centaur	N/D	théâtre 7214	± théâtre	Pinard 2-180 (184)	George B. Post
62	Quartier général du service d'incendie - Caserne No. 1 335 St-Pierre actuel: Centre d'histoire de Mtl	11691	musée 7112	(plan)  OUI	Pinard 1-236 (238) CUM édifices publics p. 258 Ville Mtl # 0272 Cité administrative 7 (esquisse)	Joseph Perrault et Simon Lesage
63	Annexe du Vieux Palais 85 Notre-Dame E.  actuel: services municipaux	N/D	édifice à bureaux 6000	(plan)  OUI	Pinard 1-191 (189) Cité administrative 6  Ville Mtl # 0570	Ostell et Perrault ?
64	Édifice Sovereign Bank 388 St-Jacques	43196	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 59,89,99, 40, 45 (100)	
65	Édifice Canadian Imperial Bank of Commerce 265 St-Jacques  actuel: CIBC	31455	édifice à bureaux 6000		Pinard 5-332 (340, 336)  voir Mémoire de bâtisseurs p. 68 la structure est la même	
66	Canadian Express 355 McGill actuel: Hôtel Saint-Paul	85854	hôtel (1-100 chambres) 5835	± hôtel resto-bar	Gratte-ciel 59,64,91,95 (95)	
67	Eastern Township Bank 437 St-Jacques actuel: Centre de commerce mondial	104269	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 91,99,100,40 (100)	
68	Édifice Beardmore 417 St-Pierre actuel: restauration	53664	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 59, 88, 91, 95 (95)	

N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
69	Royal Trust 105 St-Jacques actuel: Banque de Montréal	1911	9	AMR*	acier ?	Par architectes new-yorkais McKim, Mead & White, inspiré des Beaux-Arts.
70	Yorkshire 210-212 St-Jacques actuel: copropriétés (rénové 1980)	1911	10	AMR*	acier ?	Le propriétaire-constructeur ne doit occuper que le r de c et louer les planchers sup.
71	Édifice des Douanes 105 McGill actuel: gouv. Canada	1912 et 1934	8	BMR	structure en B/A	S-s, r de c et 7 étages. 475' x 130' x 113' haut.
72	Édifice McGill 485 McGill actuel: rénové 1991: ajout 1 étage	1912	11	OCA*	fondations en béton revêtues de granit rose structure acier ignifugé	S-s, r de c, 10 étages (un des étages remplace mezz. origine). Environ 60' x 115', toit à 124'. Revêtu de céramique vitrifiée blanche et terre cuite verte.
73	Lewis 232 de l'Hôpital ou 459 St-Jean actuel : rénové et restauré (1990)	1912	10	AMR*	acier ?	
74	Dominion Express 201 St-Jacques rénové et ajout 2 étages en 1992	1912	12	AMR*	acier ?	Utilisation de la terre cuite blanche.
75	Duluth 84-88 Notre-Dame O. actuel: bureaux de professionnels	1912	10	AMR*	structure d'acier	Rénové fin des années 1980.
76	Édifice Shaughnessy 401-407 McGill	1912	10	AMR*	structure d'acier	
77	ex-Refuge Meurling 435 du Champ-de-Mars actuel: coop. d'habitation (1985)	1913	3	PPB		Colonnes au s-s beaucoup plus petites que les autres niveaux; peut-être en acier et bois aux autres niveaux. 6 plans de 1957 (transformation)
78	Édifice La Sauvegarde  150-152 Notre-Dame E.	1913	10	AMR*	acier ?	Rénové depuis les années 1980.
79	Versailles 60 St-Jacques	1913	10	AMR*	acier ?	Immeuble locatif de 10 étages. Succursale bancaire au r de c à l'origine. Facture modeste par rapport aux sièges sociaux de compagnies.
80	Édifice National Trust 225 St-Jacques actuel: activités de haute finance	1914	4	AMR*	charpente en acier supporte dalles béton et façade parée granit	2 s-s, r de c, mezzanine (ajout 1955), 2 étages. 32' large, 101' profond et 65' haut.
81	Salada 407 St-Laurent ou 2 Le Royer	1917	10	AMR*	structure d'acier	
82	Édifice Ernest-Cormier 100 Notre-Dame E.  actuel: conservatoire de musique et d'art dramatique	1921	4	AMR	structure d'acier enrobée de béton cloisons en briques  hauteur de 70 à 80'	Origine: annexe au vieux palais de justice. Excavation manuelle pour stimuler l'emploi. Construit sur terrain argileux faible capacité alors on coula 15 piliers de béton (63'). Couloir périphérique au 2 <sup>e</sup> s-s pour éviter infiltration dans les pièces voûtées contenant d'importantes archives; 3 <sup>e</sup> s-s partiel (méc). Trapèze: 223' N-Dame, 218' St-Vincent, 225' Ste-Thérèse et 246' St-Gabriel.
83	Poste de police du port promenade du Vieux-Port	1923	3	BMR*	structure en B/A actuel: abandon	104' x 54'

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
69	Royal Trust 105 St-Jacques actuel: Banque de Montréal	366499	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 58, 88, 91, 92, 93 (90)	McKim, Mead & White
70	Yorkshire 210-212 St-Jacques actuel: copropriétés (rénové 1980)	21979	210: services personnels 6200 212: resto de quartier sans boisson 5813 1 logement		Gratte-ciel 91, 92, 93 (93)	
71	Édifice des Douanes 105 McGill actuel: gouv. Canada	398285	autres services divers, NCA 6990	OUI	Pinard 2-228 (232)	E.L. Horwood, T.W. Fuller et Dalbé Viau
72	Édifice McGill 485 McGill actuel: rénové 1991: ajout 1 étage	69596	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-276 (276) Gratte-ciel 80,91,101,143,144, photos: 40, 88,101,102	Robert Ernest Bostrom
73	Lewis 232 de l'Hôpital ou 459 St-Jean actuel : rénové et restauré (1990)	98560	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 91, 96 (97)	
74	Dominion Express 201 St-Jacques rénové et ajout 2 étages en 1992	N/D	N/D		Gratte-ciel 55, 91, 93 (89)	
75	Duluth 84-88 Notre-Dame O. actuel: bureaux de professionnels	30860	semi-commercial (≤ 3 logis) 1080 - 8 logements (65.65% non résidentiel)		Gratte-ciel 91, 97, 120 (98, 99)	
76	Édifice Shaughnessy 401-407 McGill	107152	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 59,91,95,96 (96)	
77	ex-Refuge Meurling 435 du Champ-de-Mars actuel: coop. d'habitation (1985)	27945	résidentielle 1000 27 logements	(plan) NON	Ville Mtl # 0010	
78	Édifice La Sauvegarde  150-152 Notre-Dame E.	49510	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 55,91,97,122 (55)	
79	Versailles 60 St-Jacques	28180	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 54,91,94 (94 les 2)	
80	Édifice National Trust 225 St-Jacques actuel: activités de haute finance	15175	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-55 (63)	Kenneth S. Rae
81	Salada 407 St-Laurent ou 2 Le Royer	55010	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 58,91,99 (99)	
82	Édifice Ernest-Cormier 100 Notre-Dame E.  actuel: conservatoire de musique et d'art dramatique	176457	édifice à bureaux 6000	OUI	Pinard 1-193 (194)  Cité administrative 10-11	L.A. Amos, Charles J. Saxe et Ernest Cormier
83	Poste de police du port promenade du Vieux-Port	N/D	N/D	abandon	Pinard 2-209 (214)	Théodore Daoust



N°	Nom du bâtiment / adresse	An	Nbre étages	Type (manuel)	Matériau	Notes constructives
84	Insurance Exchange 272-276 St-Jacques	1924	11	BMR*		
85	Banque Royale 360 St-Jacques  actuel: société Trizec	1926	22	BMR*	<b>dalles en béton léger</b> (1 ciment : 4 sable et aluminium moulu) <b>structure d'acier</b>	Fondations: 62 piliers à 80' profondeur dont seulement 4 vont jusqu'au sommet du Les autres vont on sommet des diff. registres. 393' hauteur: socle = 103' (2 s-s, r de c, mezz. et 2 étages); tour à bureaux de 207'. (étages # 3 à 18, sans le 13e) et édicule comprenant 2 étages et un penthouse. Chambres fortes au s-s plaques d'acier trempé ½"
86	Themis (10-12 St-Jacques)	1927	10	BMR	(VOIR PHOTO)	
87	Métropole (4 Notre-Dame E.)	1928	10	AMR*	<b>structure d'acier</b>	
88	Édifice Hanson Brothers 255 St-Jacques	1928	4	BMR*	<b>charpente en B/A</b>	32' large, 108' profond et 59' haut s-s, r de c et 3 étages
89	Édifice Montreal Star II 231-235 St-Jacques actuel: The Gazette, proprio 1980-2003	1929	12	BMR*	<b>Fondations en béton</b> <b>charpente d'acier s-s</b> <b>charpente en B/A à</b> <b>partir du r de c</b>	2 s-s de 36' profond, r de c et 13 étages dont la superficie va en diminuant à partir du 7e étage, qui est réservé à la mécanique; 13e étage occupe 20% superficie du r de c 60' x 102' et 158' haut revêtement en granit à la base et en calcaire le reste
90	Édifice Aldred 501-507 Place d'Armes actuel: 1987 cie à numéro 126 991 Canada inc.	1929 #####	23	AMR*	<b>Structure d'acier</b> protégées tuiles terracota <b>escaliers en acier</b> <b>dalles en B/A</b>	édifice très haut pour l'époque mais respecte retraits en hauteur (6x) sol argileux instable alors excavation à 40' (roc à 100') et construction d'un <b>radier monolithique en B/A de 6' épaisseur</b>

N°	Nom du bâtiment / adresse	Super- ficie (pi <sup>2</sup> )	Usage (selon rôle d'évaluation)	Public ?	Sources d'information # pages info ( # page photos)	Architecte selon Pinard
84	Insurance Exchange 272-276 St-Jacques	21961	édifice à bureaux 6000		Gratte-ciel 118,119 (119)	
85	Banque Royale 360 St-Jacques  actuel: société Trizec	382720	édifice à bureaux 6000		Pinard 1-199 (199) Cité financière p. 10-11 Gratte-ciel 43,55,56,58,118, 120,122,123,125,128, photod: 10,40,47,80,122 à 124	York & Sawyer
86	Themis (10-12 St-Jacques)	67820	édifice à bureaux (6000)		Gratte-ciel 58,118,119 (119)	
87	Métropole (4 Notre-Dame E.)	N/D	édifice à bureaux (6000)		Gratte-ciel 58,118,121 (120)	
88	Édifice Hanson Brothers 255 St-Jacques	13183	édifice à bureaux 6000		Pinard 6-64 (64)	H.L. Fetherstonhaugh
89	Édifice Montreal Star II 231-235 St-Jacques actuel: The Gazette, proprio 1980-2003	65431	édifice à bureaux 6000		Pinard 4-395 (400)  Gratte-ciel 59,119,120, photo: 58	Ross & MacDonald
90	Édifice Aldred 501-507 Place d'Armes actuel: 1987 cie à numéro 126 991 Canada inc.	220986	édifice à bureaux 6000		Pinard 5-226 (230) Gratte-ciel 59,67,118,120, 121,125, 128,143, photos: 10,53,65,120	

## **ANNEXE 7**

### **Calcul du poids sismique**

Le calcul du poids sismique  $W$ , selon le CNBC 95, doit inclure les charges permanentes totales du bâtiments (planchers, toitures, murs, cloisons, etc.) ainsi que 25 % de la surcharge de calcul due à la neige.

Dans un premier temps est donc calculée la surcharge due à la neige, puis les charges permanentes, par éléments de bâtiment. Un tableau résumé est présenté à la toute fin de cette annexe. Le résultat final est le poids sismique du bâtiment :  **$W = 13\,187\text{ kN}$** .

### **Surcharge de calcul due à la neige**

#### *Neige sur la toiture à deux versants\* du bâtiment principal*

$$S = S_s (C_b \cdot C_w \cdot C_s \cdot C_a) + S_r \quad (1)$$

Selon le CNBC, les données climatiques pour Montréal sont les suivantes :

$S_s = 2,4\text{ kPa}$  est la charge de neige au sol avec une probabilité de dépassement annuelle de 1 pour 30.

$S_r = 0,4\text{ kPa}$  est la charge de pluie correspondante

Les autres coefficients ont les valeurs suivantes :

$C_b = 0,8$  est le coefficient de base de la surcharge due à la neige du toit

$C_w = 1$  est le coefficient d'exposition au vent

$C_s = (60^\circ - \alpha) / 45^\circ$  pour une pente de toit entre  $15^\circ$  et  $60^\circ$  d'un toit glissant sans obstruction (toit métallique)

Avec  $\alpha = 45^\circ$  alors  $C_s = 0,33$  est le coefficient de pente

$C_a = 1$  ou  $1,25$  selon les cas I et II de la figure H-1 du commentaire H du Guide de l'utilisateur du CNBC 1995.

La charge de neige répartie sur toute la toiture est celle qui sera retenue puisqu'elle représente une charge globale supérieure à celle considérée pour la demi-toiture. La charge de neige est donc calculée avec l'équation 1 :

$$S = 2,4(0,8 \cdot 1 \cdot 0,33 \cdot 1) + 0,4 = 1,04 \text{ kPa}$$

Pour la grande toiture, dont la superficie est de  $126 \text{ m}^2$ , la charge totale  $S$  est égale à  $131 \text{ kN}$ , donc 25 % de la neige vaut  $33 \text{ kN}$  sur la toiture à deux versants\*.

#### Neige sur la toiture – terrasse en contrebas

$$S = S_s (C_b \cdot C_w \cdot C_s \cdot C_a) + S_r \quad (2)$$

Selon le CNBC, les données climatiques pour Montréal sont les suivantes :

$S_s = 2,4 \text{ kPa}$  est la charge de neige au sol avec une probabilité de dépassement annuelle de 1 pour 30.

$S_r = 0,4 \text{ kPa}$  est la charge de pluie correspondante

Les autres coefficients ont les valeurs suivantes :

$C_b = 0,8$  est le coefficient de base de la surcharge due à la neige du toit

$C_w = 1$  est le coefficient d'exposition au vent

$C_s = 1$  (selon 4.1.7.1.4) du CNBC)

Pour le coefficient  $C_a$ , puisqu'il s'agit du niveau inférieur d'un toit à plusieurs niveaux, il faut se référer à la figure H-4(a) du commentaire H du *Guide de l'utilisateur du CNBC 1995* (CNRC, 1995.b). À l'aide de la figure, on calcule les variables suivantes :

On a  $h = 3 \text{ m}$

On a  $h' = h - (C_b \cdot C_w \cdot C_a \cdot S_s) / \gamma = 3 \text{ m} - (0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,4 \text{ kN/m}^2) / 3 \text{ kN/m}^3$

alors  $h' = 2,36 \text{ m}$

On a  $l^* = 2 \cdot w - w^2 / l$  où  $w$  et  $l$  sont la petite et la grande dimension de la grande toiture :  $l^* = 2 \cdot 10,3 - (10,3)^2 / 12,2$  alors  $l^* = 11,9 \text{ m}$

$$\text{On a } F = \max [2 \text{ ou } 0,35 (\gamma \cdot l^* / S_s - 6 (\gamma h_p / S_s)^2)^{0,5} + C_b \cdot C_a]$$

$$\text{donc } F = \max [2 \text{ ou } 0,35 (3 \cdot 11,9 / 2,4 \text{ kN/m}^2 - 6 (3 \cdot 0 / 2,4 \text{ kN/m}^2)^2)^{0,5} + 0,8 \cdot 1]$$

$$\text{d'où } F = \max [2 \text{ ou } 2,15] \text{ alors } \mathbf{F = 2,15}$$

$$C_a(0) = \min [\gamma \cdot h / (C_b \cdot S_s) \text{ ou } F / C_b]$$

$$\text{d'où : } C_a(0) = \min [4,7 \text{ ou } 2,15 / 0,8] = \min [4,7 \text{ ou } 2,7] \text{ alors } \mathbf{C_a(0) = 2,7}$$

$$X_d = \min [5(h - C_b \cdot C_a \cdot S_s / \gamma) \text{ ou } 5(S_s / \gamma)(F - C_b \cdot C_a)]$$

$$= \min [5(3\text{m} - 0,8 \cdot 1 \cdot 2,4 \text{ kN/m}^2 / 3 \text{ kN/m}^3) \text{ ou } 5(2,4 \text{ kN/m}^2 / 3 \text{ kN/m}^3)(2,15 - 0,8 \cdot 1)]$$

$$\text{alors } x_d = \min [11,8 \text{ m ou } 5,4 \text{ m}] \text{ et } \mathbf{x_d = 5,4 \text{ m}}$$

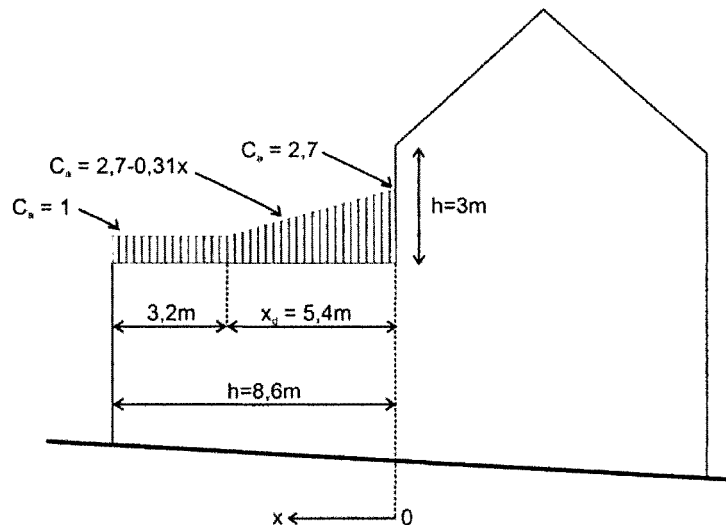
$10 h' = 10 \cdot 2,36 \text{ m} = 23,6 \text{ m} > 8,6 \text{ m}$  alors il n'y a pas de 2<sup>e</sup> plateau de charge.

Alors à  $x = 0$  :  $\mathbf{C_a = 2,7 = C_a(0)}$

Entre  $0 < x \leq x_d = 5,4\text{m}$  :  $C_a = C_a(0) - [(C_a(0) - C_a(x_d)) \cdot x / x_d] = 2,7 - [(2,7 - 1) \cdot x / 5,4]$

Donc : entre  $x = 0$  et  $x = 5,4 \text{ m}$  :  $\mathbf{C_a = 2,7 - 0,31 x}$

Et à  $x = 5,4 \text{ m}$ , la valeur de  $C_a$  est bien égale à 1



On obtient donc la valeur de la neige  $S$  pour  $x = 0$  et  $x = x_d$  à l'aide de l'équation 2

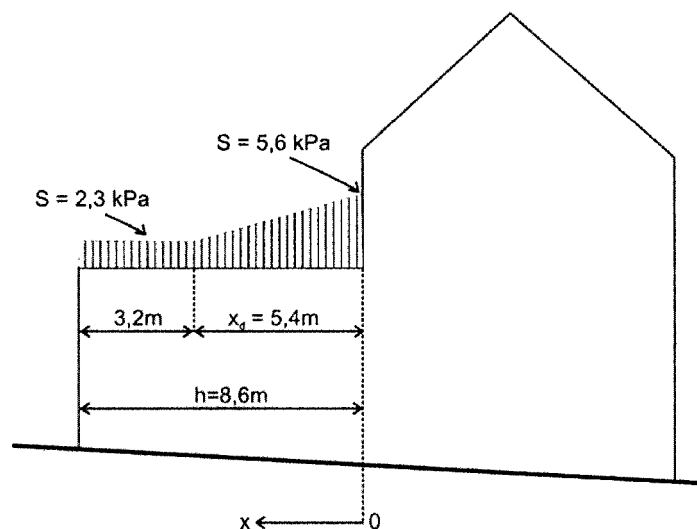
$$\text{À } x = 0 : S(0) = 2,4(0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,7) + 0,4 = 5,6 \text{ kPa}$$

$$\text{À } x = x_d = 5,4 \text{ m} : S(5,4) = 2,4(0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1) + 0,4 = 2,3 \text{ kPa}$$

Pour toute la toiture – terrasse, la charge totale de neige est égale à la largeur de la toiture (10m) par la forme polygonale de charge de neige représentée à la page suivante :

$$S = 10 \text{ m} \cdot [(2,3 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,2\text{m}) + (5,6 + 2,3 \text{ kN/m}^2) 5,4\text{m} / 2] = 287 \text{ kN}$$

Donc, sur la toiture – terrasse de la rallonge nord, 25 % de la neige vaut 72 kN.



### Calcul de la charge permanente due aux toits et aux planchers

#### Charge permanente du toit – terrasse de la rallonge nord

La composition de la toiture, selon les descriptions consultées serait la suivante :

	Charge (kN / m <sup>2</sup> )
Solives de bois @ 400 mm c/c	0,14
Planchéiage de bois	0,2
Isolant rigide	0,1
Feutre et gravillons	<u>0,3</u>
Total	= 0,74 kN / m <sup>2</sup>

La charge de la toiture vaut alors:  $D_{t-n} = 0,74 \text{ kN/m}^2 \cdot 8,6 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} =$

$D_{t-n} = 64 \text{ kN}$  est la charge totale de la toiture - terrasse

Charge permanente du toit à deux versants\* du bâtiment principal

La composition de la toiture, selon les descriptions consultées serait la suivante :

	Charge (kN / m <sup>2</sup> )
Fermes de toit :	0,4
Pannes* couvrant la surface de la toiture	0,2
Couche de ciment	0,4
Tôle de fer	<u>0,3</u>
Total =	1,3 kN / m <sup>2</sup>

Comme l'inclinaison de la toiture est de 45°, la charge de la toiture reportée dans le plan horizontal vaut :

$$D_{t-s} = (1,3 \text{ kN/m}^2 \div \cos (45^\circ)) \cdot 10,3 \text{ m} \cdot 12,2 \text{ m} =$$

$D_{t-s} = 231 \text{ kN}$  est la charge totale de la toiture

Charge permanente surfacique des planchers

Le calcul général concernant la composition générale des planchers est effectué ici. Cette section sera suivie du calcul individuel pour chacun des étages.

	Charge (kN / m <sup>2</sup> )
Planchéiage de pin	0,2
Traverses en V	0,05
Ciment entre les traverses en V	0,65
Solives 38 x 286 @ 300 mm c/c	<u>0,2</u>
Total =	1,1 kN / m <sup>2</sup>

Charge permanente du plancher du rez-de-chaussée de la rallonge nord

Cette charge est égale à :  $D_{p-n-r} = 1,1 \text{ kN / m}^2 \cdot 8,6 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} = 95 \text{ kN}$



### Charge permanente des planchers du bâtiment principal

Cette charge est égale à :  $1,1 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 10,3 \text{ m} \cdot 12,2 \text{ m} = 138 \text{ kN}$  pour les 3 niveaux de planchers (rez-de-chaussée, 1<sup>e</sup> étage et 2<sup>e</sup> étage).

$$D_{p-s-r} = D_{p-s-1} = D_{p-s-2} = 138 \text{ kN}$$

### **Calcul de la charge permanente due aux murs de maçonnerie**

#### Charge correspondant à la composition des murs de maçonnerie

Les murs de maçonnerie sont les éléments les plus denses des bâtiments en MNA, c'est pourquoi on doit calculer de façon précise leur charge.

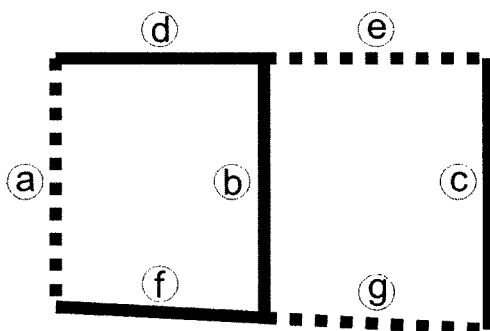
Les murs de maçonnerie sont composés de pierre calcaire et mortier. Selon le tableau 5.1 du document de PWSGC (2000), la masse volumique de ce type de pierre varie entre 2 200 et 2 700 kg/m<sup>3</sup>. La moyenne du poids correspondant à cette masse volumique est donc égale à :

$$\text{Poids volumique} = 2\,450 \text{ kg/m}^3 \cdot 10 \text{ m/s}^2 \sim 25 \text{ kN/m}^3$$

#### Charge de chacune des parois\*, à chacun des étages

À l'aide des élévations du bâtiment, les superficies d'ouvertures ont été soustraites de la superficie des parois\*. De cette façon, la charge des murs est plus près de la réalité. Aussi, l'épaisseur des murs variant à chaque étage, elle a été ajustée pour chacune des parois\* de chaque étage.

Le tableau de la page suivante présente la synthèse des valeurs de charge pour chacune des parois\*, et ce pour chacun des étages. La rallonge nord comporte un rez-de-chaussée de grande hauteur ce qui explique la grande charge de ce niveau par rapport au bâtiment principal comportant deux étages peu élevés. La figure suivante identifie par une lettre chaque paroi\*.



Charge des bouts de murs de chaque paroi\*

Parois*	R de C (kN)	1 <sup>er</sup> étage (kN)	2 <sup>e</sup> étage (kN)	Total (kN)
A	1 052	---	---	1 052
B	719	719	557	1 995
C	604	650	563	1 817
D	1 397	---	---	1 397
E	720	678	1328	2 726
F	609	---	---	609
G	621	612	1 449	2 682
<b>Total</b>	<b>5 722</b>	<b>2 659</b>	<b>3 897</b>	<b>12 278</b>
<b>Bâtiment principal</b>	<b>2 305</b>	<b>2 659</b>	<b>3 897</b>	<b>8 861</b>
<b>Rallonge nord</b>	<b>3 417</b>	<b>---</b>	<b>---</b>	<b>3 417</b>

### Résumé des charges calculées

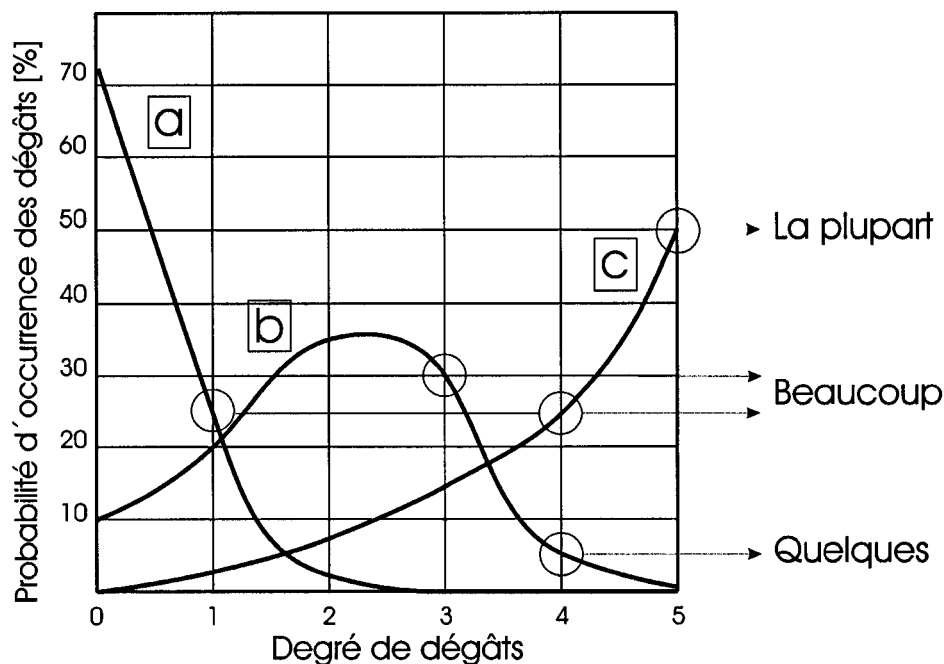
Le tableau suivant présente les charges utiles pour les calculs du chapitre 4.

### Résumé des charges calculées

Charge calculée	Bâtiment principal (kN)	Rallonge nord (kN)	Total (kN)
25 % surcharge de neige	33	72	105
Charge permanente du toit	231	64	295
Plancher du rez-de-chaussée	138	95	233
Plancher 1 <sup>er</sup> étage	138	---	138
Plancher 2 <sup>e</sup> étage	138	---	138
Murs de maçonnerie R de C	2 305	3 417	5 722
Murs de maçonnerie 1 <sup>er</sup> étage	2 659	---	2 659
Murs de maçonnerie 2 <sup>e</sup> étage	3 897	---	3 897
<b>Poids sismique W</b>	<b>9 539</b>	<b>3 648</b>	<b>13 187</b>

**ANNEXE 8**

**Relation entre les fréquences de distribution type de degrés de dégâts pour  
différents degrés d'intensité**



○ Points d'intersection entre des fonctions types de probabilité de dégâts et des degrés de dégâts provenant de la classification des degrés d'intensité

Niveau d'intensité

**a** I = VI      **b** I = VIII      **c** I = X

(Grünthal et al., 1998, fig. 4-1)

« Les degrés de dégâts de l'échelle EMS-98 sont une représentation discrète d'un continuum de degrés possibles de dégâts. La figure [ci haut] illustre les courbes de dégâts qu'on obtiendrait pour une classe de vulnérabilité donnée. On remarque qu'à une intensité sismique supérieure (courbe **c**) et à une intensité sismique inférieure (courbe **a**), la distribution normale devient respectivement monotone croissante et monotone décroissante étant donné que les degrés de dommages des extrémités représentent des situations limites. Les cercles sur ces courbes sont les descriptions des dégâts aux différentes intensités de l'échelle EMS-98. » (Nollet, 2004, p. 49)

**ANNEXE 9****Lexique**

Notes :

- Ce lexique inclut tous les mots suivis d'un astérisque (\*) dans le texte.
  - Dans le but d'alléger le texte, l'item « bout de mur », très utilisé, n'a pas été identifié par l'astérisque.
- 
- Arbalétrier : se dit des deux poutres inclinées qui soutiennent la couverture d'un bâtiment
  - Arc en plein cintre : courbe décrite par une voûte en demi-cercle régulier
  - Blochet : pièce de bois placée aux angles d'une toiture recevant le pied des arbalétriers\*
  - Bout de mur : élément vertical des murs de maçonnerie qui reprend les forces horizontales sur sa hauteur effective
  - Boutisses : briques installées perpendiculairement au pan de mur
  - Chaînage : ensemble de pierres taillées de plus grandes dimensions que celles composant la majorité du mur, situé le long des arêtes des murs et autour des ouvertures
  - Chapiteau : partie élargie qui couronne le haut d'une colonne
  - Cheville : morceau de bois ou de fer court et arrondi dont on se sert pour boucher, assembler (dans les joints à tenon\* et mortaise\*) ou accrocher
  - Chevron : pièce de bois équarrie sur laquelle on fixe des lattes qui soutiennent la toiture
  - Colombages : rang de solives posées à plomb (verticalement) dans une cloison faite de charpente
  - Colombages pierrottés : système de charpente en pan de mur, dont les « vides » sont garnis d'une maçonnerie légère (hourdis)
  - Colombages sur sole : système de charpente en pan de mur composé de madriers verticaux les uns contre les autres
  - Combles : construction surmontant un édifice et destinée à en supporter le toit
  - Contre-fiche : pièce de charpente soutenant ou reliant une pièce verticale (contrefort)

- Corbeau : pierre, pièce de bois ou de métal en saillie sur l'aplomb d'un parement, destinée à supporter une corniche
- Corps de logis : partie principale d'un bâtiment d'habitation, par opposition à ailes
- Coupe-feu : mur mitoyen de grande épaisseur en maçonnerie et dépassant la toiture de quelques pieds, servant à limiter la propagation du feu en cas d'incendie
- Coyau : dans un comble\*, c'est la pièce de bois posée sur la base des chevrons\* et l'angle du mur de manière à ce que le toit déborde de la ligne verticale du mur
- Crépir : garnir un mur de crépi (couche de plâtre, de ciment d'aspect raboteux)
- Entrait : poutre horizontale qui relie la base des arbalétriers\* dont elle maintient l'écartement
- Entretoise : pièce de bois, de fer, qui se met entre deux autres pour les fortifier et les unir
- Esse : pièce métallique en forme de « S » qui maintient en place une tige d'ancrage reliant un ensemble de poutres de bois de la charpente intérieure au mur extérieur en maçonnerie
- Esselier : lien qui unit l'arbalétrier\* avec l'entrait\*
- Étrésillonner : élément de construction placé entre deux parties qui tendent à se rapprocher
- Faîtière (panne) : pièce qui joint les deux versants\* du sommet d'un pignon
- Hourdis : remplissage des parties vides d'une structure en bois au moyen de bousillage, de brique, d'une maçonnerie légère et grossière ou de mortier composé de terre grasse et de paille hachée
- Jambe-de-force : pièce de bois verticale ou peu inclinée reposant sur une poutre pour soutenir le tirant d'une ferme ou sur le tirant pour le lier à l'arbalétrier\*
- Jambette : petite pièce de bois verticale pour soutenir quelque partie de la charpente
- Linteau : éléments horizontaux séparant deux étages
- Mansarde : comble\* brisé à quatre pans
- Mortaise : ouverture en fourchette faite dans le bois pour y recevoir le tenon\*
- Mur rideau : mur de façade qui ne supporte pas de plancher

- Panne : pièce de bois horizontale qui sert à soutenir les chevrons\* d'un comble\*, dans une charpente
- Paroi : les bouts de murs d'un même plan vertical et à un même étage forment une paroi
- Pièce sur pièce : mur composé de l'empilement à l'horizontale de grosses pièces de bois équarries de 178 à 304 mm (7 à 12 pouces) de côté
- Poinçon : pièce de bois qui est toute droite sous le faite d'un bâtiment et qui sert pour l'assemblage des fermes et faîtes
- Protorationnalisme : phase primaire du mouvement rationalisme, doctrine selon laquelle tout ce qui existe a sa raison d'être et peut donc être considéré comme aisé à comprendre
- Sablière : pièce de bois placée longitudinalement sur le sommet du mur sur laquelle reposent les chevrons\* de la charpente
- Sous-faîte : pièce d'un comble\* posée de niveau au-dessous de la panne faîtière\* et liée par des croix de Saint-André.
- Tenon : extrémité d'une pièce de bois ou de métal taillée de manière à s'ajuster dans une entaille ou mortaise\* pratiquée dans une autre pièce
- Versant : pente d'un toit



## BIBLIOGRAPHIE

ABK (1984). *Methodology for mitigation of seismic hazards in existing unreinforced masonry buildings : the methodology*. Agbabian & Associates, S.B. Barnes & Associates, and Kariotis & Associates, El Segundo, Calif. Report ABK-TR-08.

Adams, B. J., C. K. Huyck, R. T. Eguchi, F. Yamazaki et M. Estrada (2003). Post-earthquake reconnaissance using satellite imagery : Boumerdes case study. The Boumerdes, Algeria, Earthquake of May 21, 2003. EERI. Oakland, EERI: Insert p. 1-8.

Adams, J. et G. Atkinson (2003.b). Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 255-271.

Adams, J. et S. Halchuk (2003.a). *Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada*. Ottawa, Geological Survey of Canada, Open File 4459: 155 p.

AISC (1953). *Historical Record Dimensions and Properties, Rolled shapes, Steel and Wrought Iron, Beams & Columns, as Rolled in U.S.A., Period 1873 to 1952 with Sources as Noted*. Compiled and Edited by Herbert W. Ferris, American Institute of Steel Construction: 142.

American Concrete Institute (1986). *Seismic design for existing structures*. Detroit, Mich.: American Concrete Institute.

Anthoine, A., G. Magonette et G. Magenes (1994). *Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls*. Proceedings of the Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Vienne, Autriche.

Auger, J. (1998). *Mémoire de bâtisseurs du Québec : répertoire illustré de systèmes de construction du 18<sup>e</sup> siècle à nos jours*. Montréal: Éditions du Méridien.

Augusti, G. et M. Ciampoli (2000). Heritage buildings and seismic reliability. *Prog. Struct. Engng Mater.*, 2, 225-237.

Boa, A., L. Brais, M. Brosseau et U. Wardleworth (1984). *Château Ramezay*. Montréal: Société d'Archéologie et de Numismatique de Montréal, section féminine.

Bolt, B. A. (1993). *Earthquakes and geological discovery*. New York: Scientific American Library.

Bourrelrier, P.-H., G. Deneufbourg et B. d. Vanssay (2000). *Les catastrophes naturelles : le grand cafouillage*. Paris: Oes.

Brennet, G., M. Badoux et K. Peter (2001). *Vulnérabilité et risque sismique de la ville d'Aigle - 1<sup>ère</sup> partie : inventaire sismique et vulnérabilité du bâti traditionnel*. Lausanne, Institut des structures, laboratoire de construction en béton. École Polytechnique Fédérale: 118.

Bruneau, M. (1994.a). Seismic evaluation of unreinforced masonry buildings - a state-of-the-art report. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(3), 512-539.

Bruneau, M. et M. Lamontagne (1994). Damage from 20<sup>th</sup> century earthquakes in eastern Canada and seismic vulnerability of unreinforced masonry buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(4), 643-662.

Calvi, G. M. et G. Magenes (1994). Proceedings of the US-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings. D. P. Abrams and G. M. Calvi, Technical Report National Center for Earthquake Engineering Research NCEER-94-0021, July 20, 1994.

Chouinard, A. (1993). Le Vieux-Montréal : trois siècles d'histoire et d'architecture. Vieux-Montréal - En vue. 1: 16.

CNRC (1992.a). *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC (1992.b). *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC (1995.a). *Code national du bâtiment du Canada 1995*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

CNRC (1995.b). *Guide de l'utilisateur - CNBC 1995. Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4)*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

Collins, A.-M., G. Lauzon et A. Poussart (2003). *La plaque tournante montréalaise : le centre ancien, le vieux port et le secteur des gares*. Montréal, Document en format pdf tiré d'une présentation sur le site web du Vieux-Montréal ([www.vieux.montreal.qc.ca](http://www.vieux.montreal.qc.ca)). Société de développement de Montréal.

Davidovici, V. (1999). *La construction en zone sismique : approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. Paris: Le Moniteur.

Division des laboratoires. *Rapport sur la description du sol et du roc du forage 84F001-5215, rue Saint-Paul*. Montréal, Service des infrastructures et de l'environnement.

Doré, J. G. (1997). Aimé Desautels, artisan de la fierté. Continuité: 32-34.

Dufaux, F. (2000). Faubourg Québec, la ville conviviale. Continuité: 26-30.

Faccioli, E., V. Pessina, G. M. Calvi et B. Borzi (1999). A study on damage scenarios for residential buildings in Catania city. *Journal of Seismology*, 3(3), 327-343.

FEMA (1988). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards : a Handbook*. Washington D.C.: Préparé par le Building Seismic Safety Council, pour le Federal Emergency Management Agency. Rapport FEMA-154.

FEMA (1992). *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*. Washington D.C.: Préparé par le Building Seismic Safety Council, pour le Federal Emergency Management Agency. Rapport FEMA-178.

FEMA (1997). *NEHRP Guideline for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., Préparé par l'Applied Technology Council, pour le Federal Emergency Management Agency. Rapport FEMA-273.

FEMA (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., Préparé par l'American Society of Civil Engineers, pour le Federal Emergency Management Agency. Rapport FEMA-356.

FEMA. *FEMA Study Identifies High-Risk, High-Loss Areas For Earthquakes, Estimates Annualized U.S. Losses At \$4.4 Billion*, [En ligne]. [http://www.fema.gov/nwz01/nwz01\\_13.shtm](http://www.fema.gov/nwz01/nwz01_13.shtm) (Consulté le 2 novembre 2003).

FEMA (2002.a). *Hazus®99 Service Release 2 (SR2), Technical Manual*. Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency.

FEMA (2002.b). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards : a Handbook*. Washington D.C.: Préparé par le Applied Technology Council, pour le Federal Emergency Management Agency. Rapport FEMA-154.

Filiatrault, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.

Franklin, F. M., R. J. Wetmiller, R. B. Horner, G. C. Rogers et J. A. Drysdale (1990). Carte de la sismicité du Canada, Commission géologique du Canada. Atlas géophysique du Canada, Carte 15, échelle 1/10 000 000.

Ganz, H. R. et B. Thurlimann (1984). *Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft*. Birkhauser Verlag Basel, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, Versuchsbericht Nr. 7502-4.

Gournay, I. (1998). Manifestations du gigantisme au centre-ville. Montréal métropole 1880-1930. Montréal, Boréal: 169-217.

Grünthal, G., R. M. W. Musson, J. Schwarz et M. Stucchi (1998). *L'Echelle Macrosismique Européenne 1998 (EMS-98)*. Luxembourg, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Conseils de l'Europe.

Héritage Montréal. *Guide du patrimoine - Découvrir et protéger - Repères historiques*, [En ligne]. <http://www.heritagemontreal.qc.ca> (Consulté en mars 2004).

Laframboise, Y. (1975). *L'architecture traditionnelle au Québec : glossaire illustré de la maison aux 17<sup>e</sup> et 18<sup>e</sup> siècles*. Montréal: Éditions de l'Homme.

Lamontagne, M. (1991). *Les tremblements de terre au Québec*. Les mines, le développement durable et l'environnement : actes des sessions-colloques du 4<sup>e</sup> Congrès annuel de l'Association professionnelle des géologues et géophysiciens du Québec, 10-11-12 avril 1991, Montréal, Bérard, J., Bouchard, M. A. et Delisle, C. E. éditeurs. Association professionnelle des géologues et géophysiciens du Québec. Collection Environnement et Géologie.

Lang, K. (2002). *Seismic vulnerability of existing buildings*. Institute of Structural Engineering. Zurich, Swiss Federal Institute of Technology Zurich (ÉPFZ): 189.

Lauzon, G. (1997). Une cité du Nouveau Monde. *Continuité*: 16-23.

Le Vieux-Port de Montréal. *Vieux-Port de Montréal - Histoire et patrimoine*, [En ligne]. <http://www.vieuxportdemontreal.com> (Consulté en mars 2004).

Léger, P. (2001). *Notes de cours, Constructions métalliques II, Génie civil*. Montréal, École Polytechnique de Montréal.

Léonidoff, G.-P. (1982). L'habitat de bois en Nouvelle-France : son importance et ses techniques de construction. *Material history bulletin*, 14, 19-35.

Lessard, M. et H. Marquis (1972). *Encyclopédie de la maison québécoise*. Montréal: Éditions de l'Homme.

Lessard, M. et G. Vilandré (1974). *La maison traditionnelle au Québec*. Montréal: Éditions de l'Homme.

LGIT (2002). *Projet VULNERALP : Enquête sur la perception du risque sismique à Grenoble et la vulnérabilité des bâtiments*. Grenoble, France, Observatoire des sciences de l'Univers de Grenoble.

Malenfant, R. *Site historique de la maison Lamontagne: De pierre, de bois, de brique - Histoire de la maison au Québec*, [En ligne]. <http://www.maisonlamontagne.com/> (Consulté en mars 2004).

Marsan, J.-C. (1994). *Montréal en évolution*, 3<sup>e</sup> éd. Laval: Éditions Méridien Architecture.

McCormack, T. C. et F. N. Rad (1997). An Earthquake Loss Estimation Methodology for Buildings Based on ATC-13 and ATC-21. *Earthquake Spectra*, 13(4), 605-621.

Mesnard, A. (1873). Plans des magasins sur la rue St-Dizier - section transversale. Montréal, Archives des Soeurs Hospitalières de Saint-Joseph.

Michaud, J. (1991). *Le Vieux-Montréal - Les oeuvres du temps*. Montréal: Guérin.

Ministère de l'habitation et de la protection du consommateur (1983). *Logis - Bâtiments anciens, usages nouveaux*. Québec: Direction générale des publications gouvernementales du ministère des Communications.

Morisset, G. (1980). *L'architecture en Nouvelle-France ouvrage orne de 160 gravures*. Québec: Editions du Pélican.

Newman, A. (2001). *Structural Renovation of Buildings - Methods, Details and Design Examples*. New York: McGraw-Hill - Professional Engineering.

Nollet, M.-J. (2001). *Notes de cours, Réhabilitation des bâtiments MGC-830, génie de la construction*. Montréal, École de technologie supérieure.

Nollet, M.-J. (2004). *Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants - État des connaissances*. Montréal, Département de génie de la construction, École de technologie supérieure. Rapport ETS-RT-2004-001.

Ouellet, P. et R. Paradis (1998). *Plan d'action pour le Vieux-Montréal*. Montréal, Ville de Montréal - Service de l'urbanisme et Société de développement de Montréal: 65.

Parcs Canada (2001). *Plan du réseau - Lieux historiques et parcs nationaux du Canada*. Ottawa, Commission des lieux et monuments historiques du Canada: 16.

Pellissier, V. et M. Badoux (2003). *Vulnérabilité et risque sismique de la ville d'Aigle - 2<sup>ème</sup> partie : estimation du risque sismique*. Lausanne, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Faculté environnement naturel architectural et construit: 41.

Picard, A. et D. Beaulieu (1991). *Calcul des charpentes d'acier*. Québec: Institut Canadien de la Construction en Acier.

Pinard, G. (1987-1991). *Montréal, son histoire, son architecture*. 6 t. Montréal: Éditions La Presse et du Méridien.

Prosper, H. (1995). Le Vieux-Montréal au fil des ans. *Vieux-Montréal - En vue*. 3: 35-36.

PWSGC (2000). *Guidelines for the Seismic Assessment of Stone Masonry Structures*. Hull, Quebec, Public Works & Government Services Canada (PWSGC): 88.

Rémillard, F. et B. Merrett (1990). *L'architecture de Montréal, Guide des styles et des bâtiments*. Montréal: Éditions du Méridien.

Ressources naturelles Canada. *Tremblements de terre Canada*, [En ligne]. <http://www.nrcan.gc.ca> (Consulté le 20 août 2004).

Robert, J.-C. (1994). *Atlas historique de Montréal*. Montréal: Art Global et Libre Expression.

SIA (1989). *Commentaire sur les prescriptions parasismiques de la norme SIA 160 «Actions sur les structures porteuses», SIA D 045*. Zurich, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes (SIA),.

Société d'Archéologie et de Numismatique de Montréal. *Exposition permanente du Château Ramezay*. Panneaux explicatifs de l'exposition, Montréal, avril 2004.

Société de développement de Montréal. *Site Web du Vieux-Montréal*, [En ligne]. <http://www.vieux.montreal.qc.ca/> (Consulté à l'automne 2003).

Turgeon, P. (1996). *Les bâtisseurs du siècle*. Association de la construction du Québec. Région de Montréal. Outremont: Lanctôt.

Vanlaethem, F. (1998.a). Les architectes montréalais face à la commande. Montréal métropole 1880-1930. Montréal, Boréal: 79-126.

Vanlaethem, F. (1998.b). Embellir ou moderniser la ville. Montréal métropole 1880-1930. Montréal, Boréal: 147-168.